

DEPÓSITO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN KINTAMBO (KINSHASA)

TANK FOR POTABLE WATER SUPPLY IN KINTAMBO (KINSHASA)



DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA

Grado en Tecnología de la Ingeniería Civil

Autor: Pilar Seijas Morató

Octubre 2015

Tutor: Gonzalo Mosqueira Martínez

ÍNDICE GENERAL

DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA

1. MEMORIA DESCRIPTIVA
2. MEMORIA JUSTIFICATIVA
 - ANEJO Nº 1: SITUACIÓN ACTUAL, NECESIDAD DE PROYECTO Y CONDICIONANTES
 - ANEJO Nº 2: ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO
 - ANEJO Nº 3: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS
 - ANEJO Nº4: PREDIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS
 - ANEJO Nº5: EXPROPIACIONES
 - ANEJO Nº6:SERVICIOS AFECTADOS

DOCUMENTO Nº 2: PLANOS

1. SITUACIÓN GENERAL
 - SITUACIÓN GENERAL
 - ÁREA DE ACTUACIÓN
2. TRAZADO DEPÓSITO

DOCUMENTO Nº3: PRESUPUESTO

1. MEDICIONES
 2. CUADRO DE PRECIOS Nº1
 3. PRESUPUESTO
 4. RESUMEN DE PRESUPUESTO
-



DOCUMENTO N° 1: MEMORIA



MEMORIA DESCRIPTIVA



MEMORIA DESCRIPTIVA

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. OBJETO DEL ANTEPROYECTO
3. SITUACIÓN DE LAS OBRAS
4. ESTUDIOS PREVIOS: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA
5. CONDICIONANTES
6. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA
7. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS
 - 7.1. SOLERA
 - 7.2. MURO
 - 7.3. CUBIERTA.
8. EXPROPIACIONES
9. SERVICIOS AFECTADOS
10. PRESUPUESTOS
11. DOCUMENTOS QUE INTEGRAN EL ANTEPROYECTO
12. CONSIDERACIONES FINALES



1. INTRODUCCIÓN

El presente proyecto surge como anteproyecto fin de grado para la obtención del Grado en Tecnología de la Ingeniería Civil en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de A Coruña.

Dado el carácter académico de este proyecto, se ha realizado como si se tratase de un caso real, teniendo en cuenta las distintas normativas vigentes aplicables en el caso que nos ocupa y utilizando, en la medida de lo posible, datos reales.

Cuando no ha sido posible el acceso a ciertos datos reales, debido a la inexistencia de los mismos o la falta de recursos por parte del autor, se han utilizado datos ficticios, siempre manteniendo una cierta coherencia en relación al tipo de obra y a la ubicación de la misma.

2. OBJETO DEL PROYECTO

El presente anteproyecto tiene como objeto la redacción de un proyecto constructivo de un depósito de abastecimiento de agua para la comuna de Kintambo, situada en Kinshasa capital de la República Democrática del Congo (RDC).

En este país apenas hay redes de abastecimiento de agua como las que existen en España. Solamente el 22% de la población tiene un acceso total al agua potable y no llega al 10% la población con servicios de saneamientos adecuados.

Kinshasa es la única ciudad del país con una red de abastecimiento que llegue hasta el interior de los edificios, aunque a este servicio accede solo una minoría de la población de la capital. En muchas zonas hay pozos para una determinada cantidad de familias hasta los que deben acercarse diariamente para obtener agua.

A partir de los Objetivos del Desarrollo del Milenio, este país ha puesto una serie de medidas para poder mejorar y poder llegar a abastecer a toda su población.

Entre estas medidas se encuentra la reforma de las estaciones de potabilización de agua que existían en Kinshasa. Una de las potabilizadoras está situada en la comuna de Kintambo y su reforma supuso aumentar el volumen de la misma a $30.000\text{m}^3/\text{día}$ para poder abastecer a casi medio millón de personas de varias comunas del centro de Kinshasa.

Se pretende aprovechar esta nueva estación para conducir el agua a un nuevo depósito que tenga como fin abastecer a los 100.000 habitantes de la comuna de Kintambo.

Tras estudiar cuál podría ser la mejor solución a este problema, se obtiene como mejor alternativa el diseño de un depósito rectangular con dos celdas de 3500m^3 cada una, en una parcela contigua a la citada estación potabilizadora. Aunque está predimensionado para abastecer a una población mayor que la que es en realidad, con esta alternativa se podrá aumentar la capacidad del depósito si fuese necesario.

La trascendencia de este proyecto va más allá del servicio que se desea prestar ya que trata de satisfacer una necesidad primaria del hombre como es el acceso al agua potable, lo que conlleva un cambio en el nivel de vida de la población afectada, una mejora en la salud y seguridad de la población y una posibilidad para contribuir en el desarrollo del país.

3. SITUACIÓN DE LAS OBRAS

El presente proyecto de diseño de un depósito de abastecimiento de agua potable se sitúa en la zona norte de Kinshasa, en la comuna de Kintambo, conocida como la antigua Leopoldville, que es una de las zonas más céntricas de la capital.



La ciudad de Kinshasa se sitúa en la margen izquierda del río Congo, donde el curso de agua traza una gran media luna circular denominada: Malebo Pool. Se encuentra entre las coordenadas $4^{\circ} 17' 30''$ y $4^{\circ} 30' 00''$ de latitud sur y $15^{\circ} 12'$ y $15^{\circ} 30'$ de longitud este.

4. ESTUDIOS PREVIOS: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

En el Anejo N°2 'Estudios geológicos y geotécnicos', se realiza un estudio de la zona objeto de proyecto, determinándose las características geotécnicas del terreno de apoyo de la cimentación del depósito y la excavabilidad de los materiales para la ejecución de las zanjas para instalar las conducciones.

A la escala de la parcela reconocida, se han diferenciado básicamente cuatro unidades geotécnicas dentro de las cotas prospectadas.

En posición superior se diferencia la capa natural de alteración edafizada y con tierras procedentes de depósitos aluviales, con espesores de 0,60 m a 1 m.

Le sigue una segunda unidad de limos arcillosos duros hasta los 2-3,5 m de profundidad. Está compuesta mayoritariamente por suelos arcillosos rojizos pardo con algunas pasadas limo arenosas.

En la siguiente capa se detecta un estrato de limos con horizontes de costras calcáreas, que llegan hasta los 5m.

Finalmente, se llega a un nivel de esquisto sano y poco meteorizado (grado III y II) que constituye el sustrato rocoso propiamente dicho.

El nivel freático se sitúa a una profundidad de 9 metros.

La tensión admisible del terreno es de 500 KN/m^2 y el módulo de balasto es de 5 Kp/m^3 .

5. CONDICIONANTES

Hay una serie de elementos que limitan las posibles alternativas que se puedan presentar para la solución del problema. En este proyecto se han analizado cinco condicionantes.

El primero de ellos es la capacidad del depósito que depende de la población y de la dotación diaria. La capacidad para la cual se diseñará el proyecto es de 7000 m^3 .

El depósito se va a ubicar en una parcela que es contigua a la estación depuradora. La geometría de esta parcela condicionará la del depósito.



Debido a que las primeras capas de tierra son poco estables, como se refleja en el Anejo n° 2, es necesario que el depósito este enterado al menos 3 metros bajo tierra.

Como se trabaja en un país en vías de desarrollo no se tiene las mismas técnicas ni los mismos instrumentos por lo que hay que pensar en soluciones más sencillas y más baratas, Por esto se adopta la ejecución in situ de la obra.

En lo referente a la Normativa que se ha de utilizar, debido al carácter académico y a las falta de Normativa de la RDC, se propone realizar los cálculos en base a la Normativa española que es la conocida por el autor.

6. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

En el Anejo nº 3 'Estudio de Alternativas' se plantean las distintas posibilidades en las que se podría materializar la solución final de proyecto, que son las siguientes:

ALTERNATIVA 1

Esta primera alternativa consiste en el diseño de un único tanque. Será un tanque cilíndrico con un diámetro interior de 36 metros ya que estructural y económicamente los depósitos de planta circular ofrecen ventajas por el mejor rendimiento geométrico y mecánico de la sección circular frente a la rectangular. El muro tendrá un espesor de 530 mm.

La altura total del depósito es de 7.50 m, siendo 7 m la cota máxima de funcionamiento de lámina de agua a partir de la cual entrarían en funcionamiento los aliviaderos de la pared del depósito.

El depósito consta de 8 pilares intermedios en el interior del mismo colocados de forma concéntrica con el propio depósito, para soportar el peso de la cubierta que consistirá en una losa armada fabricada in situ con un canto de 30 cm. Estará apoyada en el muro perimetral mediante elementos de neopreno elastómero.

La cimentación está diseñada como una losa corrida de 50 cm de espesor y de radio 38m. Se realizarán zapatas interiores para cimentar cada pilar.

En cuanto a los movimientos de tierras, se hará una excavación de 5670 m³ del que más tarde se rellenará con 2412, 75 m³ para dejar semienterrado el depósito.

La mayor ventaja de esta alternativa es el bajo coste en relación con las dimensiones de la estructura. Pero a esto se le une el inconveniente de que solo tiene una celda lo que imposibilita su vaciado para limpieza sin tener que cortar el suministro y que en caso de fallo también se corte el abastecimiento.

ALTERNATIVA 2

En la alternativa 2 se proyecta la construcción de dos tanques cilíndricos de hormigón armado de iguales características geométricas. Cada tanque tendrá una capacidad de 3528,64 m³.

La planta será una sección circular de 24 m de diámetro interior. La altura del depósito será de 8,3 m contando con el resguardo de 0,5 m que se dejará por seguridad desde la altura máxima prevista de lámina de agua (de 7,8m).

La cubierta también será, como en la primera alternativa, una losa armada, apoyada sobre el muro del tanque y sobre 6 pilares que se dispondrán formando una circunferencia dentro del tanque.

Estos pilares estarán empotrados en su base mediante una zapata, individual para cada pilar, sobre la losa de cimentación.

Los dos depósitos estarán enterrados 3,5 m. por lo que habrá que hacer una excavación total de 7378 m³. Habrá que tener en cuenta la importancia de rellenar y compactar perfectamente el espacio que exista entre los dos depósitos.

A pesar de la ventaja que supone tener dos depósitos, dos celdas independientes que aumentan las probabilidades de una correcta funcionalidad, las dimensiones de los tanques hacen que la obra se encarezca considerablemente. Esta alternativa es la que más problemas puede dar en cuanto a la tensión sobre el terreno ya que se superponen los esfuerzos que actúan sobre el mismo.

ALTERNATIVA 3

Se diseña un depósito de 7185,75 m³ de hormigón armado.

El depósito está formado por dos celdas rectangulares de capacidad unitaria 3522,75 m³, de dimensiones interiores 16.5 x 30,5 m cada una, abastecidos por una única arqueta de entrada al depósito, en la cual se derivan dos tuberías de abastecimiento, una para cada celda.

La altura total del depósito es de 7,5 m, llegando la lámina de agua hasta una cota máxima de 7 m la cota.

La arqueta de salida del depósito contendrá las dos tuberías de desagüe de fondo del depósito con sendas válvulas de retención hasta la conducción de vaciado del depósito.

El depósito está compuesto por un cerramiento perimetral y una pared intermedia que separa las dos celdas del depósito, los cuales se ha diseñado con muros de 60 cm de espesor de hormigón armado.

El forjado de la cubierta es de placas alveolares, consta de un canto de 25 cm, con capa de compresión de 5 cm. Este forjado está apoyado en la coronación de los muros mediante neoprenos.

La cimentación está diseñada como una losa de cimentación con talón. Además el cerramiento del vaso del depósito se realiza mediante pequeña losa apoyada sobre el terreno con transición en las zonas que se junta con los elementos de cimentación.

En cuanto a la tierra que hay que excavar, debido a la geometría, será menor volumen que las anteriores alternativas. El volumen total es de 4573,8 m³, ya que estará enterrado hasta la mitad de su altura, 3,5 m.

Definiendo y comparando las tres posibles soluciones respecto a los criterios económicos, de funcionalidad, geométricos y técnicos y de salubridad y medioambientales, se obtienen diferentes matrices que se han resumido en la siguiente:

	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
Forma	5	5	2
Adaptación a la parcela	5	1	4
Área vista	4	5	3
Área para cimentación	1	3	5
Espaciado de barras	1	3	3
Posición de barras	1	1	4
Posible aumento del depósito	1	2	5
Desmante (m3)	2	1	3
Nº celdas	1	3	5
Planta similar a otra ya existente	3	3	5
Coste	5	1	3
I. Paisajístico	3	2	3

Después de estudiarlas mediante varios criterios, sale de este estudio que la mejor solución es la Alternativa 3.

7. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

Las obras consisten en un depósito de 7185,75 m³ de capacidad. Se dispondrá de dos cámaras por necesidades de limpieza periódica y otras operaciones de mantenimiento, que han de ser posible sin corte de servicio. El depósito será de planta rectangular de dimensiones 35,6 x 31,7 m (dimensiones exteriores). Está enterrado 3,5 m de profundidad, tiene una altura libre de 7,5m, con 7 m de lámina de agua y 0,5 m de reserva.

Anexo al depósito se ubica la cámara de válvulas en la que se alojan las tuberías y válvulas de corte generales. También se ubican los desagües de fondo y los aliviaderos de los mismos.

Para realizar los cálculos se han tenido en cuenta las siguientes acciones: peso propio del muro y de la cubierta, una sobrecarga de uso en esta última, el empuje del terreno, el empuje hidrostático y el peso del agua.

Algunas acciones como el viento o los sismos no se han tenido en cuenta.

Todos los cálculos quedan reflejados en el Anejo nº 4 'Predimensionamiento de estructuras', así como las justificaciones de los mismos.

7.1. Solera

Siguiendo las recomendaciones del informe geotécnico, se plantea una solución de cimentación mediante losa de hormigón armado con un talón de 1 metro. Realizada la excavación para la solera, se pondrá una capa de 5 cm de hormigón de limpieza. Sobre el hormigón de limpieza se hormigonará la solera, que tendrá 60 cm de espesor y estará armada con dos capas de armadura. Casi toda la armadura serán $\varnothing 20$ menos en la zona del muro separador donde serán $\varnothing 25$.

A la solera se le dará una pendiente del 1% hacia los puntos de desagüe para poder realizar el vaciado y la limpieza.

7.2. Muro

Para cerrar el perímetro del depósito se ha optado por la realización de muros de hormigón armado, con sección rectangular de espesor de 0.50 m. La altura de estos muros de 7,5 m entre la cara superior de la losa y la parte inferior de la cubierta.

La armadura a lo largo del muro queda reflejada en la siguiente tabla:

Tracción SECCIÓN	ϕ	nº Barras	Compresión SECCIÓN	ϕ	nº Barras
0	20	4	0	20	4
1	20	4	1	20	4
2	20	4	2	20	4
3	20	4	3	20	4
4	20	4	4	20	4
5	20	6	5	20	4
6	20	9	6	20	4
7	20	14	7	20	4



7.3. CUBIERTA

La cubierta y los esfuerzos que esta debe soportar se resuelve mediante placas aligeradas del tipo HORVITEN: 25+5/120 AEH-500.

Será necesaria una armadura de negativos entre las dos placas alveolares y también en los extremos de las mismas con el objetivo de absorber los momentos negativos generados.

Se dispondrá una capa de compresión de 5 cm sobre la cubierta con un mallazo de armado mínimo. Sobre la misma un mortero autonivelante con pendiente del 2%, un geotextil y una capa de gravas de 10 cm.

8. EXPROPIACIONES

Dado el carácter académico de este proyecto, no se realiza la identificación habitual del parcelario ocupado total o parcialmente por las obras. De todas formas las obras se realizan en una parcela que pertenece al propio Gobierno de Kinshasa por lo que se ha supuesto que no se realiza ninguna expropiación y por lo tanto no se tendrá en cuenta en el presupuesto. Así mismo, las tuberías a ejecutar discurren por dicha parcela.

9. SERVICIOS AFECTADOS

Las obras que conciernen al presente proyecto discurren por terrenos del propio gobierno, tanto las del depósito como la de las conducciones de entrada y salida a este. La conexión con las tuberías la realizará la propia compañía, no siendo objeto de este proyecto. Por tanto, no se prevé la afección de ningún servicio.

10. PRESUPUESTOS

El importe del Presupuesto de Ejecución Material obtenido en el Documento N° 3 del presente anteproyecto asciende a la cantidad de 420.132,84 € (CUATROCIENTOS VEINTE MIL CIENTO TREINTA Y DOS EUROS CON OCHENTA Y CUATRO CÉNTIMOS).

El presupuesto base de licitación obtenido en el Documento N° 3, es el resultado de aplicar al Presupuesto de Ejecución Material, un 13% de Gastos Generales y un 6% de Beneficio Industrial, y posteriormente el 21% de I.V.A.

Tras aplicar estos porcentajes, se obtiene un Presupuesto Base de Licitación que asciende a la cantidad de 604.949,28 € (SEISCIENTOS CUATROMIL NOVECIENTOS CUARENTA Y NUEVE EUROS CON VEINTIOCHO CÉNTIMOS).

Finalmente, el presupuesto para conocimiento de la Administración será la suma del Presupuesto base de Licitación y del importe de expropiaciones e indemnizaciones (que en este caso no se tienen).

Por lo tanto, el resultado final buscado en este anejo es 604.949,28 € (SEISCIENTOS CUATROMIL NOVECIENTOS CUARENTA Y NUEVE EUROS CON VEINTIOCHO CÉNTIMOS).

11. DOCUMENTOS QUE INTEGRAN EL ANTEPROYECTO

DOCUMENTO N° 1: MEMORIA

1. MEMORIA DESCRIPTIVA

2. MEMORIA JUSTIFICATIVA

- ANEJO N° 1: SITUACIÓN ACTUAL, NECESIDAD DE PROYECTO Y CONDICIONANTES
- ANEJO N° 2: ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO
- ANEJO N° 3: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS
- ANEJO N°4: PREDIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS
- ANEJO N°5: EXPROPIACIONES
- ANEJO N°6: SERVICIOS AFECTADOS

DOCUMENTO N° 2: PLANOS

1. SITUACIÓN GENERAL

- SITUACIÓN GENERAL
- ÁREA DE ACTUACIÓN



2. TRAZADO DEPÓSITO

DOCUMENTO Nº3: PRESUPUESTO

1. MEDICIONES
2. CUADRO DE PRECIOS Nº1
3. PRESUPUESTO
4. RESUMEN DE PRESUPUESTO

12. CONSIDERACIONES FINALES

Mediante la totalidad de los documentos integrantes del presente anteproyecto, se considera que se define suficientemente la solución técnica de las obras, fijando la tipología más adecuada para cada elemento y acotando exactamente la ubicación general de la obra así como un presupuesto relativamente exacto.

Además, considerando que se ha redactado de acuerdo a las Normativas vigentes aplicables, se somete a la aprobación del tribunal académico competente.

A Coruña, Octubre 2015
El autor del proyecto

Fdo. Pilar Seijas Morató



MEMORIA JUSTIFICATIVA



MEMORIA JUSTIFICATIVA

ÍNDICE

ANEJO Nº 1: SITUACIÓN ACTUAL, NECESIDAD DE PROYECTO Y CONDICIONANTES

ANEJO Nº 2: ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

ANEJO Nº 3: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

ANEJO Nº 4: PREDIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS

ANEJO Nº5: EXPROPIACIONES

ANEJO Nº6: SERVICIOS AFECTADOS



ANEJO Nº1: SITUACIÓN ACTUAL, NECESIDAD DE PROYECTO Y CONDICIONANTES



ANEJO Nº1: SITUACIÓN ACTUAL, NECESIDAD DE PROYECTO Y CONDICIONANTES

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. ANTECEDENTES
3. SITUACIÓN ACTUAL
 - 3.1. LOCALIZACIÓN Y CONTEXTO
 - 3.2. SITUACIÓN ACTUAL DE LAS INFRAESTRUCTURAS EXISTENTES
4. NECESIDAD DE CONSTRUIR UN NUEVO DEPÓSITO
5. CONDICIONANTES
 - 5.1. CAPACIDAD DEL DEPÓSITO
 - 5.2. UBICACIÓN DEL DEPÓSITO
 - 5.3. DISPOSICIÓN SEMIENTERRADA DEL DEPÓSITO
 - 5.4. CAPACIDAD TÉCNICA
 - 5.5. NORMATIVA
6. CONCLUSIÓN



1. INTRODUCCIÓN

El presente proyecto fin de grado trata de mejorar el abastecimiento de agua potable de la comuna de Kintambo, Kinshasa, a través de su almacenamiento en un depósito para su posterior distribución,

La trascendencia de este proyecto va más allá del servicio que se desea prestar ya que trata de satisfacer una necesidad primaria del hombre como es el acceso al agua potable, lo que conlleva un cambio en el nivel de vida de la población afectada, una mejora en la salud y seguridad de la población y una posibilidad para contribuir en el desarrollo del país.

2. ANTECEDENTES

La República Democrática del Congo (RDC) es uno de los países más pobres del mundo, según el Índice de Desarrollo Humano se sitúa en la posición 186 de 187. Es un país que todavía no ha alcanzado la estabilidad política y ha sufrido la guerra hasta principios de este milenio.

En el año 2000 Naciones Unidas propuso, como uno de los Objetivos del Desarrollo del Milenio, reducir a la mitad el porcentaje de personas sin acceso a una fuente mejorada de agua potable. La RDC es uno de los países que no ha podido cumplir con este objetivo. En 2007, el Banco Mundial informó que la RDC tenía una de las tasas más bajas de acceso a agua potable y saneamiento en África sub-sahariana: sólo el 22% de la población tiene un acceso total al agua potable y el 9% a servicios de saneamiento adecuados. A pesar de la inmensa disponibilidad de recursos hídricos, (es uno de los tres países africanos que tiene mayor disponibilidad de agua por habitante y año, en cuanto a m³, no así en cuanto a acceso a ella) muy poca agua potable está a disposición de la población, ya que la gestión del agua sigue siendo en gran parte desorganizada y presente en muy pocas áreas más allá de la capital, Kinshasa.

Una de las medidas que se propuso la RDC fue la reconstrucción de dos estaciones potabilizadoras en Kinshasa y el aumento de la capacidad de las mismas. Esta medida se llevó a cabo en 2010 por la empresa china Dai Nipon Contruction. No obstante, la situación no ha mejorado como se había previsto debido a la falta de redes de abastecimiento y al mal estado de las existentes. A esto se ha sumado la gran migración que ha habido de la zona rural a la ciudad de Kinshasa y sus alrededores en los últimos 15 años.

Dotar de agua potable a la población de la República Democrática del Congo no significa solamente darles un bien necesario para la vida, un derecho humano esencial, sino que el proyecto tendrá un impacto significativo en la mejora de las condiciones de vida de una

población en la que la mayor causa de mortalidad infantil se debe a enfermedades relacionadas con el agua y el saneamiento; en la que la tener agua en casa depende de los niños y las mujeres que van a buscarla, haciendo un recorrido que puede superar las cuatro horas en muchos casos, con los consecuentes peligros a los que se enfrentan durante estos trayectos, en especial las mujeres; y las consecuencias en la tasa de escolarización de menores de 14 años que se ve reducida por esta causa.

POPULATION AND HEALTH STATISTICS	
Population (2014)	64.2 million ^a
Proportion of population living in urban areas (2014)	34.3% ^a
Average annual urban/rural population growth rates (1990-2008)	4.0 / 2.5% ^a
Under age 5 mortality rate (2014)	73/1000 live births ^b
Under age 5 mortality rate due to diarrheal disease (2014)	16.5% ^b
Note: Most recently available data provided. ^a World Bank. <i>World Development Indicators (WDI) Database</i> . ^b World Health Organization (WHO).	

Estadística perteneciente a 'The World Bank'

Estos datos, unidos a los nuevos 'Objetivos y metas de desarrollo sostenible' han dado lugar a que el gobierno de la RDC apruebe el Programa de Saneamiento Urbano de Kinshasa, PAUK, (Programme d'Assainissement Urbain de Kinshasa) en el cual se encuentra el proyecto de construcción de nuevos depósitos de agua para el abastecimiento de las distintas comunas de la capital.

3. SITUACIÓN ACTUAL

3.1 Localización y Contexto

La ciudad de Kinshasa es la capital de la República Democrática del Congo. Es la ciudad más poblada del país (11 millones de habitantes) y la más desarrollada estructural, sociológica y económicamente del mismo.



Mapa político de la República Democrática del Congo

Kinshasa tiene una superficie de 9.965 km². Sin embargo, la ciudad en sí o la parte urbanizada es mucho más pequeña. En la actualidad, la zona urbanizada de la ciudad es de alrededor de 650 km² en comparación con los 600 km² en 1985, los 134 km² en 1955, y los 20 km² en 1950. Ha habido, en general, un constante crecimiento de la población y de la expansión espacial.

Sin embargo, dos períodos se caracterizaron por un alto crecimiento en las tasas de la población: la primera fue entre 1941 y 1948, un período durante el cual la población de Kinshasa se triplicó como resultado de la prosperidad económica durante y después de la segunda guerra mundial (este país fue el mayor exportador de uranio). El segundo aumento de la población tuvo lugar después de la independencia en 1960. El crecimiento demográfico y la ocupación espacial en Kinshasa no muestran paralelismo con su desarrollo.

La mayor parte de la población kinshesa es muy joven, ya que la esperanza de vida es baja, de 53,29 años y la tasa de crecimiento poblacional es de 3,39 (alta fertilidad). Más de la mitad de la población es menor de 20 años. Algunos informes indican que en la actualidad, la mitad de la población de Kinshasa está por debajo de 15 años de edad. La tasa de natalidad es mayor en Kinshasa (51,1 por 1.000) que en otras partes del Congo (48,1 por 1.000). Y esto se une con una tasa de mortalidad muy baja en comparación con otras ciudades congoleñas.

Kinshasa está dividida en cuatro distritos y estos a su vez en comunas. En el distrito de Lukunga se encuentran las comunas más desarrolladas como La Gombe, centro administrativo y comercial de la capital, o Kintambo, antiguo centro de Leopoldville (nombre con el que se conocía la capital del país hasta 1966).





Mapa en el que se resalta la comuna de Kintambo

El desarrollo de este distrito ha provocado una gran migración al mismo desde diferentes puntos del país, principalmente de zonas rurales que han quedado prácticamente vacías. En la comuna de Kintambo se puede observar una zona urbanísticamente estructurada en forma de damero alrededor de la cual se ha ido asentando la población inmigrante de forma no organizada, provocando que la población se triplicase en los últimos 30 años. En la siguiente tabla se observa el crecimiento de la población en Kintambo desde la independencia del país

1967	1970	1984	1995	2003	2004	2013	2014
29.890	38.748	49.297	67.489	73.569	75.832	91.952	93.058

Durante este crecimiento no ha habido a la vez una planificación territorial ni de servicios debido a las continuas guerras civiles que ha habido hasta el 2001 en la R.D.Congo; como

consecuencia la carencia de servicios esenciales es un problema grave en el país, concretamente en lo referente a las redes de abastecimiento y saneamiento.

3.2 Situación actual de las infraestructuras existentes

Kinshasa es la única ciudad del país con una red de abastecimiento que llegue hasta el interior de los edificios, aunque esto no se da ni siquiera en toda la ciudad y mucho menos después de los movimientos de migración no controlada a la capital. En muchas zonas hay pozos para una determinada cantidad de familias, normalmente para cada cien familias un pozo, y casi ningún hospital tiene tampoco agua corriente sino, y en los mejores casos, depósitos y un pozo cercano.

Las tuberías existentes datan de 1970 y, exceptuando la zona central de la ciudad, no se han cambiado y los daños que se han producido en las mismas no han sido arreglados o en su caso, de una forma precaria. Esto produce una gran pérdida de agua durante su distribución y también de presión, haciendo que no siempre llegue a su destino o no en la cantidad en la que está contratada.

En 2002, una vez alcanzada la actual estabilidad política, el Gobierno se propuso un programa de mejora del abastecimiento de agua en la capital.

Una de las medidas adoptadas fue la reforma de las estaciones de potabilización de agua que existían en Kinshasa. Una de las potabilizadoras está situada en la comuna de Kintambo y su reforma supuso aumentar el volumen de la misma a 30.000m³/día para poder abastecer a casi medio millón de personas de varias comunas del centro de Kinshasa. (La dotación es de 70l/hab/día).





Aunque teóricamente la competencia de gestión de agua está encomendada a cada comuna, la producción y distribución del agua en las zonas urbanas se hacen por un operador público nacional: Regideso. Regideso sirve sólo el 23% de la población urbana y la calidad del servicio es muy baja.

En el entorno suburbano, a menudo considerado como un "área abandonada", ninguna institución tiene el mando ni la capacidad para gestionar proyectos de éste ámbito. Se ha desarrollado durante varios años un modelo de gestión comunitaria profesional: ASUREP (Asociaciones de Usuarios de Redes de Agua Potable). A principios de 2014, en Kinshasa, 27 mini-redes están en manos de ASUREP dando servicio a más de 600.000 personas.

4. NECESIDAD DE CONSTRUIR UN NUEVO DEPÓSITO

Actualmente existe un depósito para abastecer la comuna de Kintambo que tiene una capacidad de 300 m³. Fue diseñado para una población de 40000 habitantes. En esta comuna están censadas actualmente 91.952 personas (*censo 2013 kintambo.cd*). Es evidente el infra dimensionamiento de este depósito para cubrir las necesidades mínimas de la población.

La mejora de la estación potabilizadora y su aumento de volumen requiere un depósito que sea capaz de mantener el volumen producido y no malgastarlo, sobretudo en las circunstancias de escasez en las que se encuentra el país.

En vista del nuevo programa PAUK, la red de abastecimiento va a crecer en los próximos años y por tanto es necesario un depósito de agua capaz de satisfacer las necesidades que se van a generar.

Estas causas justifican la necesidad de construir un nuevo depósito unido a la estación potabilizadora para abastecer la comuna de Kintambo.

5. CONDICIONANTES DEL PROYECTO

5.1 Capacidad del depósito

Para conocer la capacidad del depósito es necesario determinar antes el número de personas a las que se quiere dar servicio y la dotación diaria de las mismas.

Como se vio anteriormente, la población de Kintambo en 2014 era de 93.058 personas. En vista del progresivo aumento de la población, se tomará como dato de partida 100.000 personas a las que se desea abastecer con este depósito.

La dotación actual de agua es de 70 l/habitante/día, es una dotación baja en comparación con la dotación en países más desarrollados. El Estado establece por ley una dotación mínima de 20l/hab/día, un valor por debajo del establecido por las Naciones Unidas. Este dato deja entrever las carencias del país en un ámbito tan importante como este.

Además el cálculo de la dotación de agua es difícil debido a la falta de organización administrativa y a las pérdidas de agua que se producen en las tuberías por el mal estado de las mismas.

Por todo esto se ha mantenido en este proyecto dicho valor, pues un aumento l mismo sería algo irreal dadas las condiciones de baja calidad de la red de abastecimiento y de las condiciones económicas del país.

Por lo tanto, se necesita un volumen de agua potable de 7000 m³/día.

El depósito se diseña para dicho volumen debido a la falta de datos para conocer la distribución diaria de agua y, también, confiando en la mejora y el desarrollo del abastecimiento y saneamiento de la ciudad en los próximos años, la construcción de un depósito de estas dimensiones tendrá una repercusión positiva en el desarrollo de la misma.

5.2 Ubicación del depósito

Dado que el depósito se quiere unir a la nueva estación potabilizadora, se buscará un emplazamiento cercano en el que pueda caber un depósito de dicha capacidad.

Existe una parcela perteneciente a la ETAP que está en desuso y se encuentra colindando con parte de las edificaciones de la misma. Esta parcela tiene un área de 2871,75 m², suficientes para albergar el depósito.

Este emplazamiento es idóneo ya que facilita las obras de unión entre ambas estructuras y además por su cercanía a la llanura aluvial del río Congo, ya que en caso de un improbable colapso del depósito, el agua se encauzaría naturalmente hacia el mismo, evitando la inundación de la zona residencial que se encuentra en sus proximidades.

La parcela no tiene una forma geométrica regular, tal y como se puede observaren la fotografía que hay a continuación. Esto provoca que sea necesario un buen diseño de la geometría en planta del depósito para adecuarlo a dicha parcela.



Marcada en rojo se encuentra la parcela en la que se situará el depósito

5.3 Disposición semienterrada del depósito

Se ha decidido proyectar un depósito semienterrado debido a la calidad del terreno, que se describe en el Anejo nº2 'Estudio geológico y geotécnico', ya que para la cimentación es mejor que esté a unos metros de profundidad, eliminando la primera capa que podría producir inestabilidades. A su vez, la presión que ejercerá el terreno sobre el depósito reducirá la presión interna del mismo y mejorará su estabilidad frente al vuelco o el deslizamiento.

Debido al perfil geotécnico de la parcela, descrito en el Anejo ya mencionado, será necesario excavar al menos los 3 primeros metros de tierra.

5.4 Capacidad técnica

Un factor determinante para este proyecto es la técnica, tanto la mano de obra como la instrumentalización necesaria. Hay que contar con los materiales que se tienen en ese lugar ya que llevarlos desde otro país supone un gasto muy grande e innecesario si se puede optar por alguna otra alternativa a dicha situación.

Por lo tanto, se van a evitar las soluciones en las que se necesiten técnicas especiales o más laboriosas. Por ejemplo, el uso de prefabricados hace necesario el transporte final al lugar de utilización de los elementos. De cara a la durabilidad, el correcto trato que hayan recibido las piezas tanto en su carga en fábrica como en su descarga, correcto almacenaje y posterior ubicación en obra, dado que un golpe puede provocar una microfisuración en la pieza que a corto plazo suponga una oxidación de armaduras. Por estos motivos, se descarta la realización por prefabricados y se adopta la ejecución "in situ".

5.5 Normativa

El uso de la Normativa española en lugar de la propia del país se debe a la dificultad para encontrar una legislación y/o normativa correspondientes a la construcción, la edificación y el hormigón propias de la R.D.C, ya sea por verdadera inexistencia de las mismas o por la falta de recursos por parte del autor.

Dado el carácter académico de este proyecto, se ha realizado como si se tratase de un caso real, teniendo en cuenta las distintas Normativas vigentes aplicables en el caso que nos ocupa y utilizando, en la medida de lo posible, datos reales.

Cuando no ha sido posible el acceso a ciertos datos reales, debido a la inexistencia de los mismos o la falta de recursos por parte del autor, se han utilizado datos ficticios, siempre manteniendo una cierta coherencia en relación al tipo de obra y a la ubicación de la misma.

6. CONCLUSIÓN

Teniendo en cuenta todos los condicionantes que se han descrito, se pasará a buscar la mejor solución para este problema. Los estudios y cálculos realizados se explicarán en los demás Anejos que forman esta Memoria.



ANEJO N°2: ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO



ANEJO N°2: ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

ÍNDICE

- 1. ESTUDIO GEOLÓGICO
 - 1.1. LOCALIZACIÓN
 - 1.2. GEOMORFOLOGÍA
 - 1.3. MARCO GEOLÓGICO
 - 1.4. ESTRATIGRAFÍA LOCAL
 - 1.5. HIDROGEOLOGÍA
 - 1.6. SISMICIDAD
- 2. ESTUDIO GEOTÉCNICO
 - 2.1. ENSAYOS REALIZADOS
 - 2.1.1. TRABAJOS DE CAMPO
 - 2.1.2. ENSAYOS DE LABORATORIO
 - 2.2. NIVEL FREÁTICO
 - 2.3. MÓDULO DE BALASTO
 - 2.4. DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LA ZONA
 - 2.4.1. PERFIL GEOTÉCNICO
 - 2.4.2. CARGA DE HUNDIMIENTO Y ADMISIBLE
- 3. RECOMENDACIONES TÉCNICAS
 - 3.1. EXCAVABILIDAD
- 4. CONCLUSIONES
- APÉNDICE. PLANOS DE SITUACIÓN DE LOS SONDEOS Y CALICATAS

1. ESTUDIO GEOLÓGICO

1.1. Localización

La ciudad de Kinshasa se sitúa en la margen izquierda del río Congo, donde el curso de agua traza una gran media luna circular denominada: Malebo Pool. Se encuentra entre las coordenadas $4^{\circ} 17' 30''$ y $4^{\circ} 30' 00''$ de latitud sur y $15^{\circ} 12'$ y $15^{\circ} 30'$ de longitud este. Limita al norte con la República Centroafricana y Sudán, al sur con Zambia y Angola, al este con Ruanda, Uganda, Burundi y Tanzania, y al oeste con la República del Congo, Angola y el océano Atlántico.

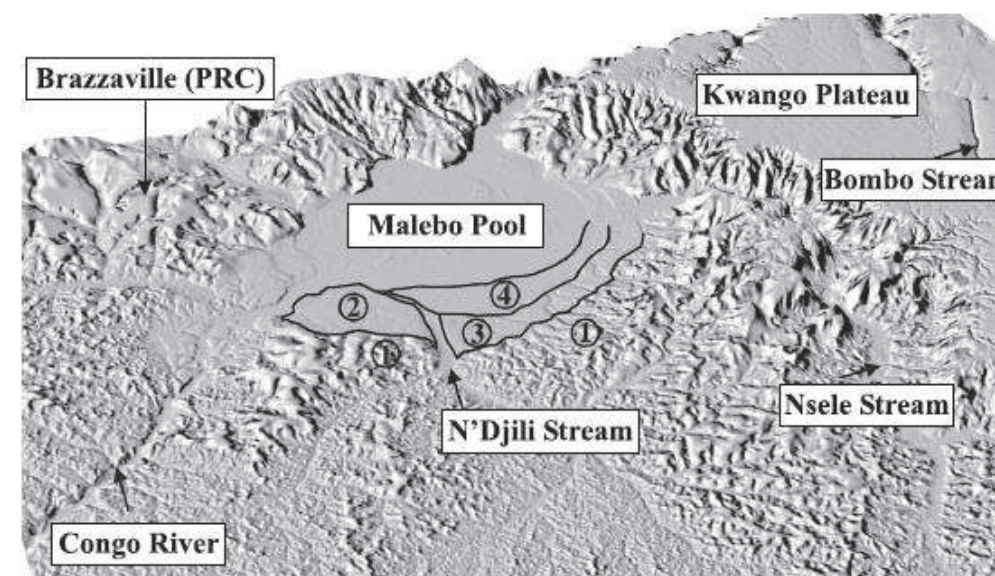
La mayor parte del territorio lo forma la depresión del río Congo cubierta de selva pluvial. En el este se encuentra la región montañosa que bordea los grandes lagos Tanganica y Victoria y cuya máxima altitud se encuentra en los 5119 m del Ruwenzori, además de otros montes y volcanes extintos, como el Karisimbi de 4507 m de altitud.

Tiene un clima ecuatorial, muy húmedo y caluroso, con dos estaciones de lluvias que van de enero a abril y de noviembre a diciembre.

1.2. Geomorfología

La ciudad está situada en la orilla sur de Malebo Pool. Este lago tiene una forma circular, ligeramente asimétrica. El Río Congo (con un nivel del agua de 298 m sobre el nivel del mar) amplía un lago interior alcanzando un diámetro de aproximadamente 25 kilómetros. En la orilla sur, donde se encuentra la ciudad de Kinshasa, la altitud de la llanura de la ciudad oscila entre los 300 y 350 metros.

Se pueden reconocer cuatro zonas macrogeomorfológicas en la región de Kinshasa: (1) las colinas del sur, (2) la planicie suavemente ondulada de Kinshasa, (3) la llanura oriental, y (4) la cuenca de inundación. Al este de la ciudad de Kinshasa, la Meseta Kwango se distingue perfectamente del resto de la morfología.



Las zonas geomorfológicas indicadas están acotadas por el este por la prominente Meseta Kwango (700m) y por el oeste por suaves pendientes que conducen primero a una altitud de 500 m y después a una vasta meseta de cataratas y rápidos (600 a 800 m). En el sur, la colina muestra un aumento progresivo del relieve de 350 a 500 m.

1.3. Marco Geológico

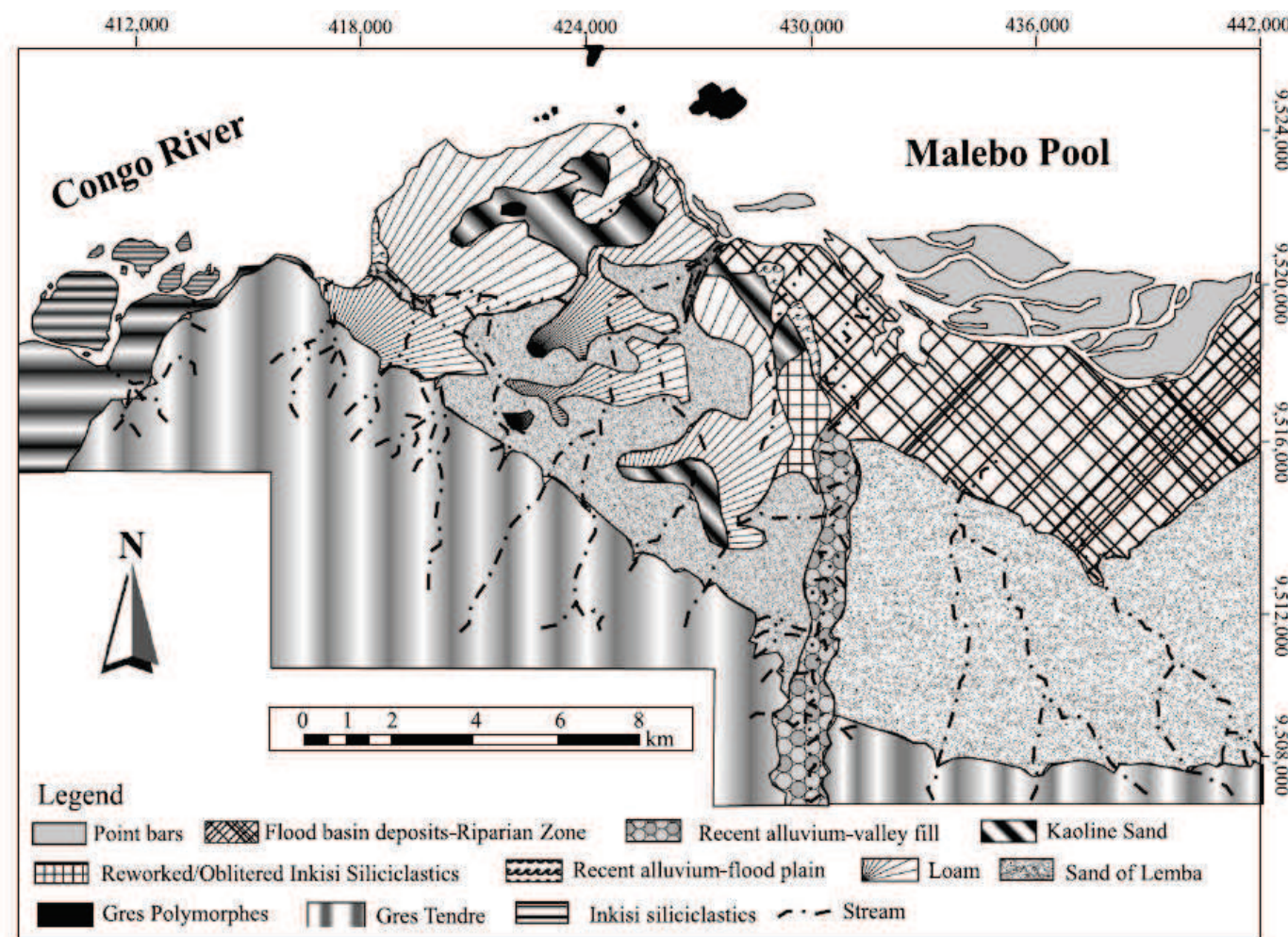
La región de Kinshasa se encuentra en la franja oriental del cinturón oeste Panafricano del Congo. Sobre la base de la geología reconstrucciones de Tack et al. (2001) y Frimmel et al. (2006), parece que desde un punto de vista tectonoestratigráfico, la región de Kinshasa es parte de una cuenca elevada que es posterior a la orogenia Panafricana. Los pocos dobleces y pliegues de fallas (secuencia Esquisto-Calcárea) sur-suroeste de la Provincia de Kinshasa (por ejemplo, la localidad Bamba Kilenda) se sumergen suavemente, en la región de Kinshasa, bajo una deformada al noreste (una inmersión en los siliciclásticos bajo el río Inkisi y la superposición de sedimentos continentales más jóvenes).

La configuración geológica de Kinshasa se ha desarrollado en una zona de transición entre dos geológicamente contraste dominios:

- Al oeste, tras el Monte Ngaliema y aguas abajo de Malebo Pool, comienza un afloramiento de las llamadas “camas rojas”, suavemente sumergidas hacia el noreste, unas facies de rocas

sedimentarias siliciclásticas del Grupo Inkisi (Frimmel et al., 2006), conocidas como las arcosas Kinsuka, e imponen los primeros rápidos o cataratas en el río Congo. Desde allí, el río fluye hacia el suroeste, aproximadamente 500 m a través de una garganta que corta a las mencionadas camas rojas. Las están cubiertas de forma poco homogénea por, generalmente, areniscas del Cretácico Superior, series Kwango (Ladmirant, 1964; Lepersonne, 1974), formando una cadena de colinas algo aplanadas (~500 m), con amplios valles inactivos (De Ploey, 1968; Van Caillie, 1987).

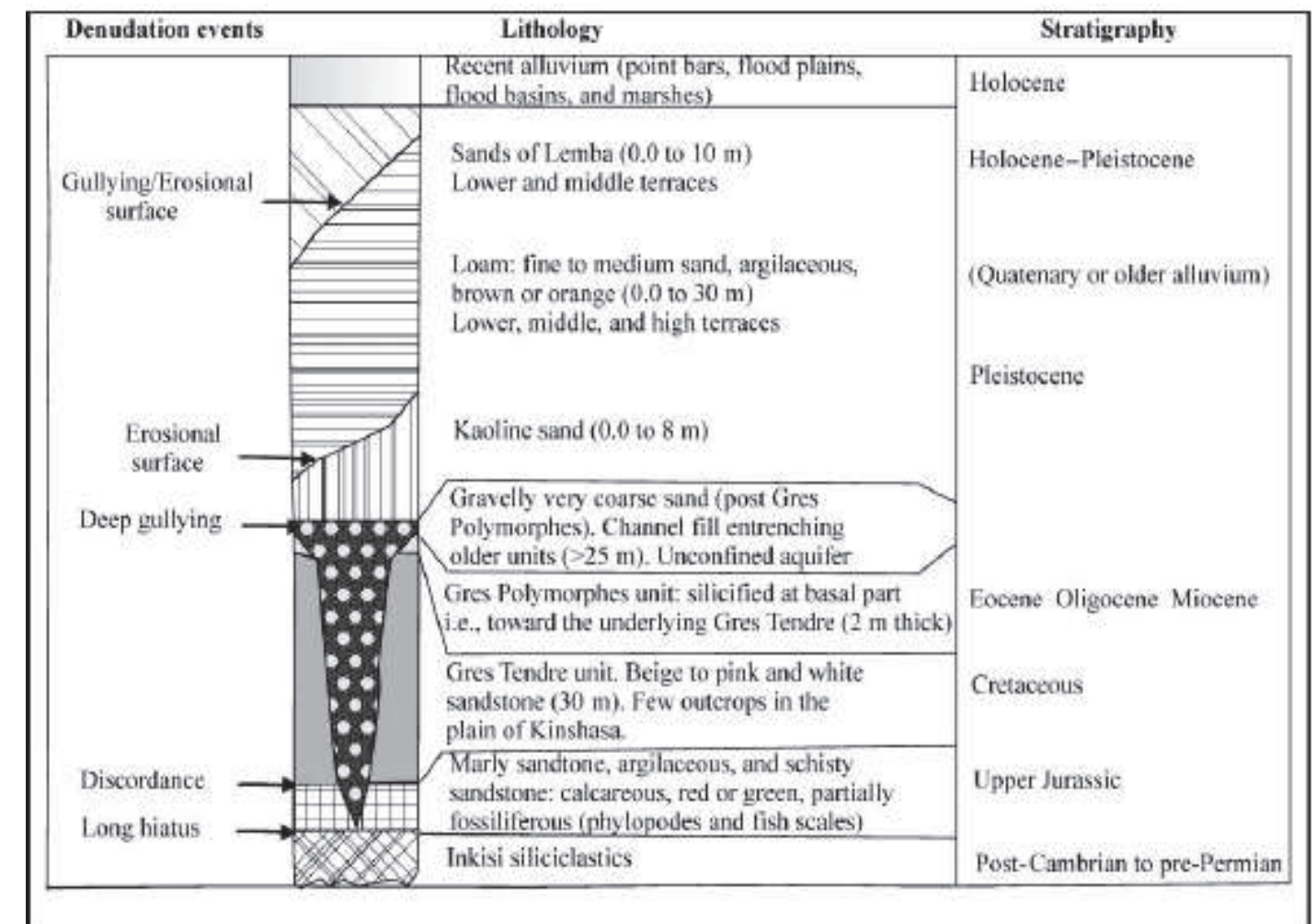
• Al este, cerca de la localidad de Maluku y aguas arriba de Malebo Pool, la sección expuesta está constituida (desde abajo hacia la parte superior) de arenas blancas del Cretácico (serie de Kwango), normalmente consolidadas y formando a lo largo de la parte noreste de Malebo, los llamados Acantilados de Dover (Dadet, 1966). Estas areniscas están cubiertas por las secuencias Cenozoicas de Kalahari, incluyendo arenas del Paleógeno, fuertemente silicificadas en losas de orto cuarcitas (Grès Polymorphes), cubiertas por arenas sueltas del Neógeno (Sables Ocre). Este último estrato, de aproximadamente 700m, es la meseta Kwango que muestra un micro relieve excepcional.



1.4. Estratigrafía local

Todos los depósitos son de orígenes fluviales, fluvio-deltaicos, fluvio-lacustres, lacustres y eólicos. La estratigrafía documentada de Kinshasa se extiende desde el Precámbrico tardío hasta el Holoceno con numerosas discordancias de diversas magnitudes.

Exceptuando la unidad de areniscas margosas que están sobre las siliciclásticas de Inkisi, los depósitos continentales carecen de una datación independiente unos de otros. La relación estratigráfica espacial y temporal de las unidades del Neógeno es comúnmente confusa o ambigua.



1.5. Hidrogeología

La hidrología de Kinshasa es principalmente un sistema de acuífero no confinado sobre una cubierta de sedimentos no consolidados. En un sistema como este, las cuestiones ambientales son de gran importancia. La capa freática superficial del acuífero interactúa y se comunica tanto con los acuíferos libres más profundos como con las actividades humanas y las aguas superficiales (arroyos, río Congo y los pantanos). Por lo tanto, el estudio sobre el acuífero superficial no es sólo importante para la recolección de agua sino también de anticontaminación y las políticas de saneamiento.

La recarga de los acuíferos libres se realiza a través de las precipitaciones en la zona de captación y de sus subcuencas en las áreas entre corrientes, por percolación a través las arenas finas y limos. La presencia y la cantidad de componentes arcillosos en los depósitos clásticos hacen que la infiltración y la recarga sea variable dependiendo del lugar en que se dé.

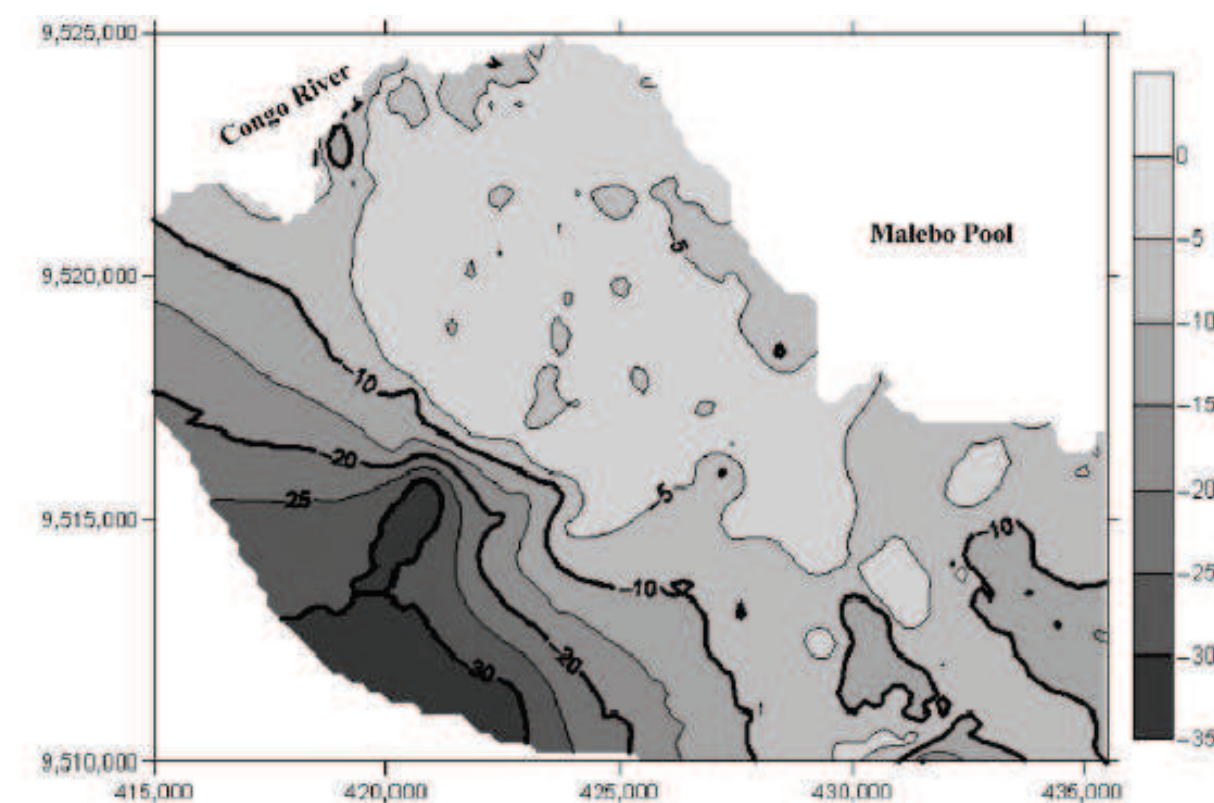


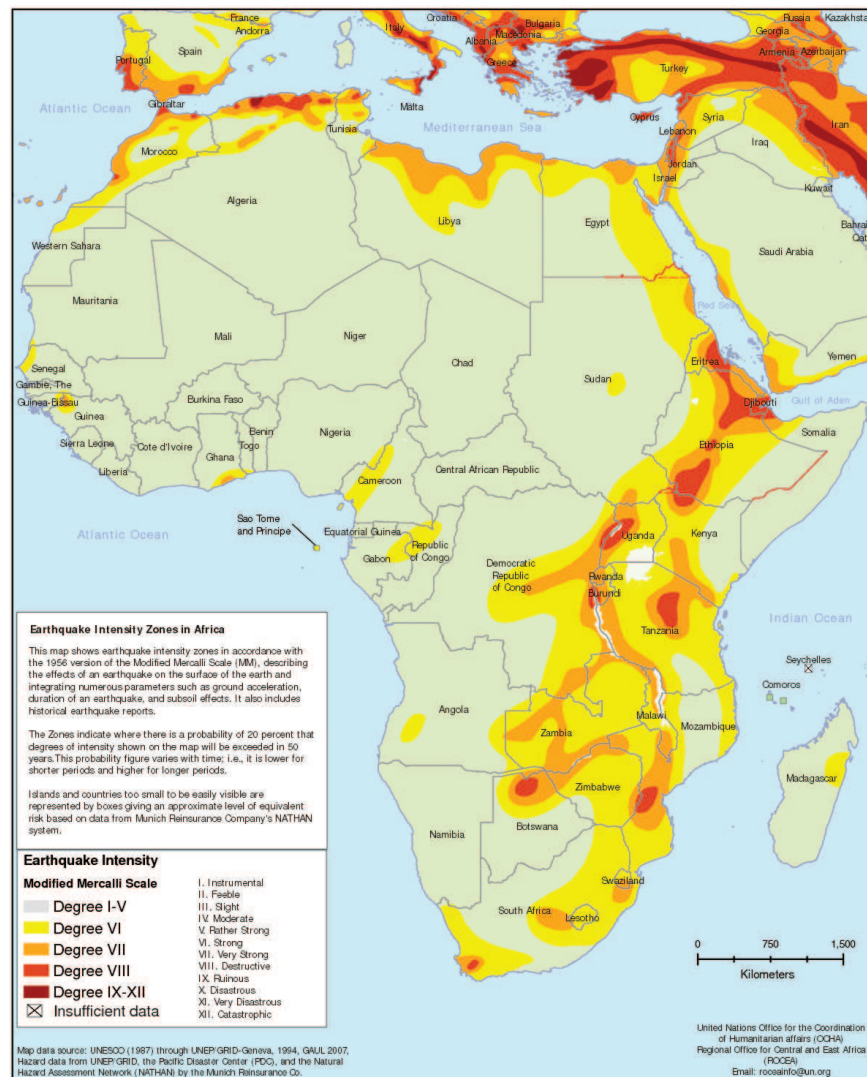
Figure 7. Groundwater depth contour map of Kinshasa City.

La descarga del acuífero se produce como proceso de filtración hacia manantiales, pantanos y arroyos.

Hay acuíferos a distintos niveles de profundidad. Esto produce la formación de barrancos enterrados a suficiente profundidad como para cortar las rocas siliciclásticas de Inkisi. Estos barrancos enterrados tienen un relleno de gravas clásticas de grano grueso. Este relleno es una importante unidad hidrogeológica. Representa un acuífero relativamente profundo con un alto rendimiento característico. Cubriendo esta secuencia de barrancos hay una capa de arena caolín (de 0 a 8 m de grosor). El caolín se sitúa en la parte inferior de los terrenos ondulados de la llanura de Kinshasa. Hidrológicamente, esta unidad tiene una baja conductividad hidráulica. Actúa como un acuitardo. La presencia de estas arenas y de otras capas más arcillosas mejora, en algunos puntos, la presencia de los acuíferos.

Las condiciones del agua subterránea están influenciadas tanto por el clima como por las acciones producidas del hombre; por lo tanto este modelo hidrogeológico debe ser considerado para conocer las condiciones del agua subterránea y de su régimen de flujo. Con respecto a esto, es útil recordar que los estudios meteorológicos y climáticos geológicos registrados en los últimos 200 años (Nicholson, 2001) han demostrado que la aridez ha aumentado en África desde la década de 1980. También se ha afirmado que desde 1970 la precipitación disminuyó en Congo del norte y en África occidental. Sin embargo, en lo respectivo a los efectos del hombre sobre el flujo y el nivel de las aguas subterráneas no son altos. La falta de desarrollo en las estructuras urbanas en la ciudad de Kinshasa, por ejemplo, la ausencia de metros, de grandes tuberías y cimentaciones profundas de las estructuras civiles, hace que la intervención humana en las aguas subterráneas poco profundas sea poco considerada. Sin embargo, la recarga de las aguas subterráneas y de la escorrentía superficial si se ha modificado especialmente en zonas densamente pobladas de Kinshasa. La presencia de superficies impermeables, tales como edificios, carreteras pavimentadas, así como cualquier drenaje existente, afecta a la recarga de la capa freática.

1.6. Sismicidad



El continente de África está situado enteramente sobre la placa tectónica del mismo nombre y se caracteriza por ser una de las regiones sísmicamente estables en el mundo. La distribución geográfica de los epicentros de los terremotos esta principalmente localizada a lo largo del contorno de la dicha placa, de modo que se supone que los terremotos provienen principalmente de la interacción entre las placas tectónicas.

La zona con mayor riesgo sísmico es una zona intraplaca asociada al conjunto del sistema de rifts del este africano (East African Rift System, EARS). Los terremotos que dominan en este parte del continente son superficiales y en general de magnitud inferior a 6 Mb. El aparente alineamiento de la distribución de epicentros a lo largo del EARS puede entenderse como un presagio de una nueva frontera entra placas tectónicas. Ciertos autores (Rosendahl, 1987; Chorowicz, 2005) estiman que en término de millones de años, la placa somaliana (Somalia Plate) se apartará de la placa nubiana (Nubia Plate). En esta nueva frontera de placas en formación existen esfuerzos tensionales y se ha detectado gran flujo de calor, lo que indica que se trata de un futuro centro de extensión.

Se distingue una localización y una abundancia de terremotos a lo largo de la rama occidental con diversos puntos esparcidos alrededor de esta región. En cambio, en la rama oriental se observa una disminución del número de terremotos y el alineamiento no es evidente.

Concretamente en la zona en la que se va a situar el depósito, la aceleración sísmica es menor a la que indica la Normativa para llevar a cabo las comprobaciones necesarias.

$ab \leq 0.04g$, siendo g el valor de la gravedad.

Debido al carácter académico de este anteproyecto, al no formar parte de los objetivos del Grado, no se tendrá en cuenta la actuación de sismos provocados tanto por movimientos de placas como por consecuencia de la acción volcánica. Por lo tanto no se tendrá en cuenta en el prediseño de esta obra.

2. ESTUDIO GEOTÉCNICO

El análisis pormenorizado de las características geotécnicas de los terrenos en los que se ubicará la obra permitirá estudiar aspectos relacionados con las cimentaciones necesarias y los asientos producidos. Además, se pueden estudiar el tipo de explanada, las características de los firmes y el posible aprovechamiento de los materiales.

El objetivo es realizar un análisis sobre las condiciones del emplazamiento de la obra. Los parámetros más importantes a determinar serán la dureza del substrato y la capacidad portante del terreno, aunque también:

- Determinar las características geotécnicas y parámetros de resistencia de los estratos.
- Poner de manifiesto las condiciones de excavación y voladura.
- Identificar el nivel freático.



Para ello se realizarán una serie de sondeos con sus correspondientes ensayos de penetración estándar (SPT).

También se realizarán calicatas, que determinarán la densidad de cada capa y la presencia en la misma de arcillas, limos, etc.

2.1. Ensayos realizados

La ubicación exacta de los ensayos aparece reflejada en los planos de este anejo.

Debido al carácter académico de este documento todos los reconocimientos y ensayos presentados son ficticios y compatibles con la naturaleza real observada del terreno y la información analizada en los mapas geológicos y geotécnicos empleados ya que se ha intentado trabajar con datos de ensayos y materiales de obras próximas a los de la zona de estudio y que podrían representar una caracterización del suelo similar a la existente.

El número de reconocimientos, así como su ubicación y tipologías, se encuentran condicionados a las necesidades y relevancia de las obras a ejecutar; en esta medida, se llevan a cabo sondeos y calicatas en aquellas zonas donde está prevista la ubicación de las edificaciones. Para el reconocimiento global de la traza se realizan calicatas en diversos puntos.

2.1.1. Trabajos de campo

Para establecer las características geotécnicas del terreno, se ha realizado un reconocimiento geológico que ha consistido en la ejecución de dos (2) calicatas mecánicas y la realización de tres sondeos. También se ha recopilado información de estudios previos y se ha realizado un reconocimiento visual del área afectada por el proyecto.

Las calicatas de reconocimiento nos permiten reconocer el terreno hasta la profundidad requerida, siendo ésta igual o inferior a la máxima alcanzada por el brazo de la máquina retroexcavadora. De ellas, se ha extraído una muestra para caracterizar los materiales y determinar la agresividad del terreno con relación a los sulfatos que pudieran existir y que pudieran afectar a las cimentaciones.

Para la descripción de los materiales extraídos en la calicata se han seguido los criterios propuestos por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (I.S.M.R.):

GRADO	DENOMINACIÓN	CRITERIOS DE RECONOCIMIENTO
IA	SANA	No hay señales de alteración de la roca matriz.
IB	DÉBILMENTE METEORIZADA	Decoloración de superficies de discontinuidades principales.
II	LIGERAMENTE METEORIZADA	La decoloración indica la alteración de la roca matriz y de las superficies de discontinuidad. Toda la roca matriz puede estar decolorada y puede ser apreciablemente más débil que en su estado sano.
III	MODERADAMENTE METEORIZADA	Menos de la mitad del material de la roca está descompuesto y/o desintegrado en forma de suelo. Pueden presentarse zonas de roca sana y decolorada, bien formando un marco continuo bien como bloques o núcleos sanos.
IV	MUY METEORIZADA	Más de la mitad de la roca está descompuesta y/o desintegrada en suelo. Pueden presentarse zonas de roca sana o decolorada bien formando un marco continuo bien como bloques o núcleos sanos.
V	COMPLETAMENTE METEORIZADA	Toda la roca está descompuesta y/o desintegrada en forma de suelo. La estructura original del macizo permanece fundamentalmente intacta.
VI	SUELO RESIDUAL	Toda la roca convertida en suelo. Destruída la estructura del macizo y material. Se produce un gran cambio de volumen, pero el suelo no ha sido transformado de modo significativo.

El perfil litológico identificado en las calicatas realizadas se resume a continuación:

Calicata 1	Calicata 2	Litología
0.00-0.50	0.00-0.65	Tierra vegetal
0.50-1.00 m	0.65-0.90 m	Limos arcillosos marrones. Depósitos aluviales.
1.00-2.40 m	0.90-2.20 m	Gravas de cantos subredondeados en matriz arenosa de de color ocre y naranja. Depósitos aluviales.

Las paredes de las calicatas permanecieron estables al alcanzar las gravas.

No se ha observado la presencia de agua siendo la profundidad máxima observada igual a 2,40 m en la calicata nº 1.

2.1.1.1. Sondeos mecánicos a rotación

Se han perforado tres sondeos mecánicos a rotación (S-1 a S-3), con extracción continua de testigo, alcanzando una profundidad máxima de investigación de 20,0 metros (Sondeo S-1).

En ellos, se toman muestras parafinadas, testigos y ripios de roca, muestras Shelby e inalteradas de pared gruesa y muestras alteradas de SPT. Se ha llegado a un total de 51.3 metros de perforación, en los que el muestreo llevado a cabo fue el siguiente:

Tabla resumen Sondeos					
SONDEO	PROF	SPT (ud)	MI (ud)	Shelby (ud.)	Testigos Parafinados (ud.)
S-1	20,0 m	4	2	4	1
S-2	13.9 m	3	2	1	1
S-3	17.4 m	3	0	2	3
Suma	51.3 m	10	4	7	5

2.1.1.2. Toma de Muestras

Se toman muestras inalteradas Shelby (pared fina) y de pared gruesa (MI) en los tramos perforados en suelo. El muestreo con toma-muestras de pared fina se ha llevado a cabo en los tramos de suelos blandos, mientras que la toma de muestras inalteradas de pared gruesa se ha llevado a cabo en suelos de consistencia apreciable.

Además, se realizan ensayos de penetración estándar SPT. En estos, se deduce del número de golpes necesarios para hincar treinta centímetros los dos tramos centrales del ensayo, el carácter de compacidad o densidad de suelo granulares. Además, se obtiene una muestra alterada para el ensayo de sus características granulométricas, de límites de Atterberg y posteriores análisis químicos.

2.1.1.3. Muestras inalteradas

En el desarrollo de los sondeos, se procede a la toma de las siguientes muestras, tomando como dato referente el número de golpes necesarios para la hincada de los 30 centímetros centrales del toma-muestras de pared gruesa (NMI). Se resumen a continuación:

Tabla resumen Muestras Inalteradas			
Sondeo	PROF (m)	Golpeo	Consistencia
S-1	1.00-1.80	8	Blanda
	2.2-3.40	38	Firme
	3.50-5.70	76	Rígido
	11.30-13.80	54	Muy densa
S-2	2.15-3.50	33	Firme
	5.80-7.40	41	Firme

2.1.1.4. Muestras alteradas S.P.T

Finalmente, el muestreo efectuado mediante la hincada del toma-muestras del ensayo de penetración estándar SPT, ofrece los siguientes datos:

Tabla resumen Muestras Inalteradas			
Sondeo	PROF (m)	Golpeo	Compacidad/Densidad
S-1	1.00-1.80	6	Compacidad Floja
	3.00-3.60	46	Compacidad Densa
	6.20-6.80	35	Compacidad Densa
	12.80-13.40	6	Consistencia Media
S-2	1.65-2.10	24R	Medianamente Densa
	5.20-5.80	20	Consistencia Muy Firme
S-3	3.00-3.60	4	Consistencia Media
	6.80-7.40	15	Medianamente Densa
	11.10-11.70	6	Consistencia Media

2.1.2. Ensayos de laboratorio

A partir de las muestras tomadas en sondeos, se han determinado las características geotécnicas de los materiales mediante la realización de ensayos de laboratorio.

Los ensayos realizados se agrupan en los siguientes tipos:

- Ensayos de identificación: tienen por objeto determinar la naturaleza del material. Se han realizado análisis granulométricos por tamizado, límites de Atterberg y clasificación de suelos según la carta de Casagrande (USCS).
- Ensayos de resistencia: permiten conocer los parámetros de resistencia de los suelos y rocas. Son los ensayos de corte directo CD y CU y resistencia a compresión simple en suelo y en roca.
- Ensayos de deformabilidad: que arrojan parámetros para determinar las condiciones de asiento de los materiales que forman el terreno natural. Son el ensayo edométrico, presión de hinchamiento, hinchamiento libre y ensayo de colapso.
- Ensayos químicos: que determinan de forma cualitativa y cuantitativa el contenido en sulfatos y materia orgánica.
- Ensayos de agresividad: Para determinar la posible agresividad del suelo frente al hormigón, y agresividad del agua según EHE, además de la agresividad Baumann-Gully.

Agresividad al hormigón:

Se han realizado ensayos de: contenido en sulfatos del suelo (mg SO₄/Kg suelo) y de acidez de Baumann-Gully (ml/Kg suelo).

Sondeo nº 1 a profundidad de entre 1,00 a 1,60 metros

Contenido en sulfatos del suelo – 428,5 mg SO₄/Kg suelo seco.

Sondeo nº 2 a profundidad de entre 3,20 a 3,80 metros

Contenido en sulfatos del suelo – 382,7 mg SO₄/Kg suelo seco.

Sondeo nº 3 a profundidad de entre 8,60 a 9,20 metros

Acidez de Baumann-Gully – 2,0 ml /Kg suelo.

El art nº 37.3.4 y la tabla nº 8.2.3.b del art nº 8.2.3 de la EHE, establece que para un contenido de ión sulfato mayor a 2.000 mg SO₄/Kg suelo y menor a 3.000 mg SO₄/Kg suelo; así como una agresividad de Baumann-Gully superior a 20; el cemento deberá poseer características especiales ante el ataque de los sulfatos (ataque débil, Qa).

En este caso no se cumple ninguno de estos condicionantes por lo que el hormigón del futuro depósito no requerirá de ningún tipo de ambiente específico.

2.2. Nivel freático

La determinación de la posición del nivel freático resulta muy importante para el estudio de las condiciones de cimentación, por lo que durante la ejecución de los ensayos se ha prestado una especial atención en acotar la profundidad de la lámina freática.

La campaña piezométrica realizada para la elaboración de este informe detectó el nivel freático a las siguientes cotas:

Sondeo	Profundidad sobre la rasante (m)
S-1	9
S-2	9.25
S-3	9.1

2.3. Módulo de balasto

Es un parámetro que suele utilizarse en el análisis estructural de elementos de cimentación no rígidos, tales como losas o vigas flotantes. En este tipo de métodos de cálculo se consideran

los efectos de las deformaciones locales en la losa sobre la distribución de capacidad portante a partir de la utilización del citado módulo. El módulo de balasto o reacción se define como la relación existente entre la presión vertical, q, aplicada sobre un determinado punto de un cimiento directo y el asiento, s, experimentado por dicho punto:

$$K_s = \frac{q}{s}$$

El CTE advierte que la utilización de los módulos de balasto para losas obtenidos a partir de ensayos de placa de carga, es de una fiabilidad que puede resultar insuficiente, y los resultados de estos ensayos deben ser ajustados para compensar las diferencias en amplitud, forma y profundidad de la cimentación. Terzaghi (1955) propuso una serie de factores de corrección muy utilizados en la actualidad, aunque la extrapolación de una pequeña placa a una losa es tan grande, de estos factores no son muy reales. Además las placas de carga deben asumir el hecho dudoso de que los suelos dentro de la zona superficial de influencia de la placa son comparables a los más profundos influenciados por la losa.

Algunos programas comerciales se apoyan en éstas expresiones para deducir el coeficiente de balasto real de la losa a partir del dato del K₃₀, normalmente estimado a través de una tabla originaria de Terzaghi, algo modificada por el CTE.

Los métodos más rigurosos para la estimación del coeficiente de balasto, consisten en calcular el asentamiento medio de la losa a partir de los métodos habituales elásticos con la añadidura de los asientos edométricos si interviene consolidación. Con este valor de asiento final, se entra en la expresión de relación carga transmitida/asiento para obtener el valor de k_s medio.

Para el caso concreto de la losa del depósito estudiado, se utilizará el siguiente valor del módulo de balasto: k₃₀= 5 Kp/m³

2.4. Descripción y características geotécnicas de los terrenos

2.4.1. Perfil geotécnico

A partir de los sondeos efectuados puede confeccionarse el siguiente perfil geotécnico tipo. Las cotas se dan a boca de sondeo.

Nivel 0. Terreno vegetal:

Es el primer nivel en ser detectado en las prospecciones realizadas, este se compone de rellenos antrópicos y terreno vegetal y principalmente de tierras procedentes de depósitos aluviales, llegando a alcanzar una profundidad de 1 metro.



En este nivel no se han realizado ningún tipo de toma de muestras inalteradas (MI) o ensayos de penetración normalizada (SPT), al carecer de importancia geotécnica.

Nivel 1. Limos arcillosos duros:

El siguiente nivel en ser detectado tras el nivel 0, se compone de limos arcillosos de color rojizo-pardo, este en ocasiones presenta algunas pasadas limoarenosas. Se detectan a partir del primer metro de profundidad y presentan espesores de entre 1 y 2,5 m.

Nivel 2. Limos con costras:

Se ha detectado, tras el nivel 1, un estrato compuesto por limos con horizontes de costras calcáreas, que aparecen intercaladas especialmente en el sondeo nº 1 y también en el nº 2. Con espesores de hasta 1m.

Nivel 3. Esquistos:

Este nivel ha sido detectado a continuación del 2, de esquisto sano y poco meteorizado (grado III y II) que constituye el sustrato rocoso propiamente dicho.

Se podrían seguir evaluando los niveles del suelo pero debido a que se ha llegado a un sustrato rocoso en el que se pueda cimentar la edificación no se va a desarrollar. No obstante es importante apuntar que el nivel freático se encuentra más abajo.

2.4.2. Carga de hundimiento y admisible del terreno

La carga última o de hundimiento de una cimentación superficial puede definirse como el valor al que ésta puede ser sometida para que se alcance la rotura en un amplio volumen de suelo infrayacente. En condiciones corto plazo:

$$Q_h = 1.2 C N_c + \gamma D_f$$

C= cohesión sin drenaje. Se adopta un valor medio en zona de influencia de cimiento de 0.6 kg/cm² por correlaciones con q_u y N_{spt}

$N_c=20.7$ coeficiente de capacidad portante para $\phi=25$

γ = Densidad Terreno empotramiento = 2,2 t/m³

D_f = Empotramiento bajo cimiento. Mínimo 0.5 m

$$Q_h = 1.2 \times 60 \times 5.14 + 0.5 \times 22 = 1490 + 11 = 1501 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{adm} = 1501/3 = 500.46 \text{ kN/m}^2$$

3. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

A continuación, se describen una serie de recomendaciones constructivas para el correcto desarrollo y la adecuada planificación de las obras de las que consta el proyecto.

3.1. Excavabilidad

A la vista de los resultados obtenidos en los reconocimientos realizados los terrenos de la zona objeto de estudio, resultarían fácilmente excavables mediante métodos mecánicos convencionales, es decir, no será necesario recurrir a medios especiales de excavación para retirar las tierras, se podrá realizar con retroexcavadora.


4. CONCLUSIONES

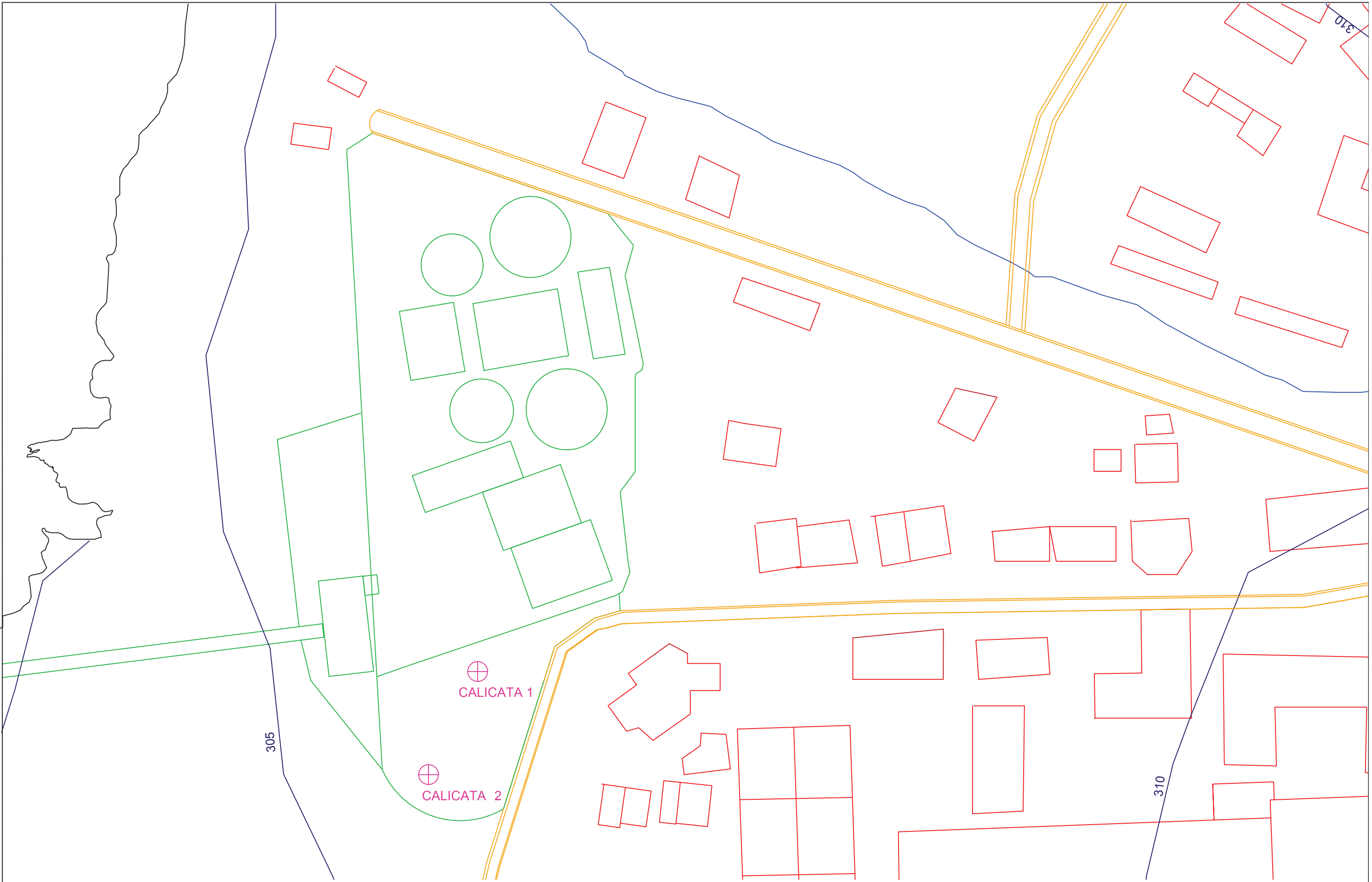
La zona en que se ubica el proyecto aparece clasificada como terreno con condiciones constructivas favorables.




APÉNDICE. PLANOS DE SITUACIÓN DE LOS SONDEOS Y CALICATAS



	E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS UNIVERSIDAD DA CORUÑA	Autor del proyecto: PILAR SEIJAS MORATÓ	Título del plano: SONDEOS	Fecha: OCTUBRE 2015	Leyenda:
	Título del proyecto: DEPÓSITO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN KINTAMBO (KINSHASA)	Firma:	Escala: 1/1000	Nº de plano: 7	



	E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS UNIVERSIDAD DA CORUÑA	Autor del proyecto: PILAR SEIJAS MORATÓ	Título del plano: CALICATAS	Fecha: OCTUBRE 2015	Leyenda:
	Título del proyecto: DEPÓSITO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN KINTAMBO (KINSHASA)	Firma:	Escala: 1/1000	Nº de plano: 8	



ANEJO Nº 3: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS



ANEJO Nº 3: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. SITUACIÓN ACTUAL DE LA RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
3. NECESIDAD DE UN NUEVO DEPÓSITO
4. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS
5. CRITERIOS DE DISEÑO
6. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS ALTERNATIVAS
7. CRITERIOS DE EVALUACIÓN
8. EVALUACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS
 - 8.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y TÉCNICAS
 - 8.2. FUNCIONALIDAD
 - 8.3. CRITERIOS ECONÓMICOS
 - 8.4. CRITERIOS DE SALUBRIDAD Y AMBIENTAL
9. SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA A PROYECTAR
10. CONCLUSIÓN
- APÉNDICE 1. PREDIMENSIONAMIENTO DE ALTERNATIVAS
- APÉNDICE 2. PRESUPUESTOS
- APÉNDICE 3. PLANOS DE ALTERNATIVAS

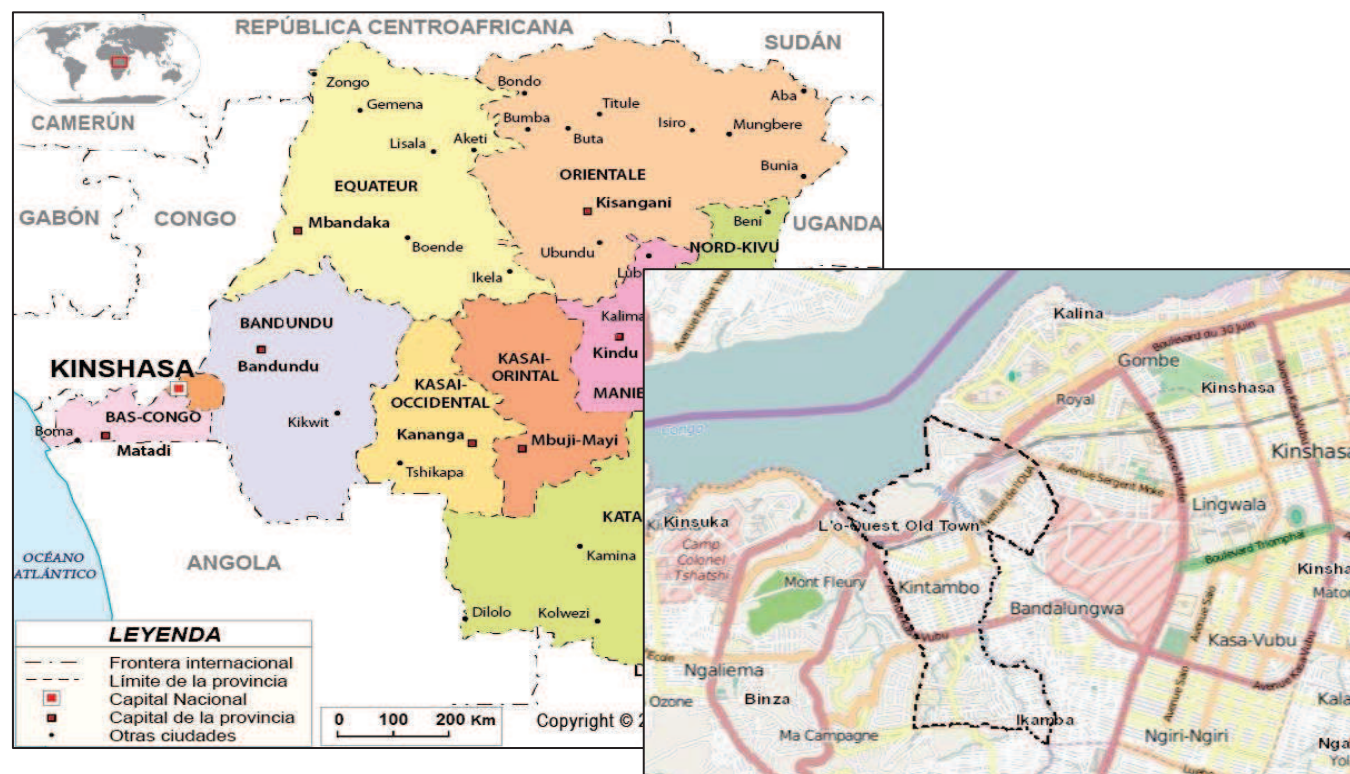
1. INTRODUCCIÓN

En el presente proyecto de fin de grado, se pretende diseñar un depósito de agua potable para el abastecimiento de la comuna de Kintambo, Kinshasa. El propósito del proyecto es permitir, a través del almacenamiento de agua potable para su posterior distribución, mejorar las condiciones de salud y de vida de la población de una de las comunas principales de Kinshasa.

La República Democrática del Congo (RDC) es el segundo país más grande de África, situado en la zona centro-occidental de dicho continente. Kinshasa, su capital, es la ciudad más poblada del país (11 millones de habitantes) y la más desarrollada estructural, sociológica y económicamente del mismo. Kinshasa está dividida en cuatro distritos y estos a su vez en comunas. En el distrito de Lukunga se encuentran las comunas más desarrolladas, entre ellas Kintambo, en la que se localiza este proyecto.

La comuna de Kintambo es una zona urbanísticamente estructurada alrededor de la cual se ha ido asentando la población inmigrante, proveniente de zonas rurales y del resto del país, de forma no organizada, provocando que la población se triplicase en los últimos 30 años.

Durante este crecimiento no ha habido a la vez una planificación territorial ni de servicios debido a las continuas guerras civiles que ha habido hasta el 2001 en la RDC; como consecuencia la carencia de servicios esenciales es un problema grave en el país, concretamente en lo referente a las redes de abastecimiento y saneamiento.



2. SITUACIÓN ACTUAL DE LA RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

En el año 2000 Naciones Unidas propuso, como uno de los Objetivos del Desarrollo del Milenio, reducir a la mitad el porcentaje de personas sin acceso a una fuente mejorada de agua potable. La República Democrática del Congo (RDC) es uno de los países que no ha podido cumplir con este objetivo.

En 2007, el Banco Mundial informó que la RDC tenía una de las tasas más bajas de acceso a agua potable y saneamiento en África sub-sahariana: sólo el 22 por ciento de la población tiene un acceso total al agua potable y el 9 por ciento a servicios de saneamiento adecuados. A pesar de la inmensa disponibilidad de recursos hídricos, muy poca agua potable está a disposición de la población, ya que la gestión del agua sigue siendo en gran parte desorganizada y presente en muy pocas áreas más allá de la capital, Kinshasa.

Kinshasa es la única ciudad del país con una red de abastecimiento que llegue hasta el interior de los edificios, aunque esto no se da ni siquiera en toda la ciudad y mucho menos después de la migración no controlada a la capital. En muchas zonas hay pozos para una determinada cantidad de familias, normalmente para cada cien familias un pozo, y casi ningún hospital tiene tampoco agua corriente sino, y en los mejores casos, depósitos y/o un pozo cercanos.

Las tuberías existentes datan de 1970 y, exceptuando la zona central de la ciudad, no se han cambiado y los daños que se han producido en las mismas no han sido arreglados o en su caso, de una forma precaria. Esto produce una gran pérdida de agua durante su distribución y también de presión, haciendo que no siempre llegue a su destino o no en la cantidad en la que está contratada.

En 2002, una vez alcanzada la actual estabilidad política, el Gobierno propuso un programa de mejora del abastecimiento de agua en la capital, el programa PAUK.

Una de las medidas que se propuso fue la reconstrucción de dos estaciones potabilizadoras en Kinshasa y el aumento de la capacidad de las mismas. Esta medida se llevó a cabo en 2010 por la empresa china Dai Nipon Contruction. Una de las potabilizadoras está situada en la comuna de Kintambo y su reforma supuso aumentar el volumen de la misma a 30.000 m³/día para poder abastecer a casi medio millón de personas de varias comunas del centro de Kinshasa.

No obstante, la situación no ha mejorado como se había previsto debido a la falta de redes de abastecimiento y al mal estado de las existentes. A esto se ha sumado la gran migración que ha habido de la zona rural a la ciudad de Kinshasa y sus alrededores en los últimos 15 años.

Aunque teóricamente la competencia de gestión de agua está encomendada a cada comuna, la producción y distribución del agua en las zonas urbanas se hacen por un operador público nacional: Regideso. Regideso sirve sólo el 23% de la población urbana y la calidad del servicio es muy baja.



En el entorno suburbano, a menudo considerado como un "área abandonada", ninguna institución tiene el mando ni la capacidad para gestionar proyectos de éste ámbito. Se ha desarrollado durante varios años un modelo de gestión comunitaria profesional: ASUREP (Asociaciones de Usuarios de Redes de Agua Potable). A principios de 2014, en Kinshasa, 27 mini-redes están en manos de ASUREP dando servicio a más de 600.000 personas.

3. NECESIDAD DE UN NUEVO DEPÓSITO

Actualmente existe un depósito para abastecer la comuna de Kintambo que tiene una capacidad de 300 m³. Fue diseñado para una población de 40000 habitantes. En esta comuna están censadas actualmente 91.952 personas (censo 2013 kintambo.cd). Es evidente el infra dimensionamiento de este depósito para cubrir las necesidades mínimas de la población.

La mejora de la estación potabilizadora y su aumento de volumen requieren un depósito que sea capaz de mantener el volumen producido y no malgastarlo, sobretudo en las circunstancias de escasez en las que se encuentra el país.

En vista del nuevo programa PAUK, la red de abastecimiento va a crecer en los próximos años y por tanto es necesario un depósito de agua capaz de satisfacer las necesidades que se van a generar.

Estas causas justifican la necesidad de construir un nuevo depósito unido a la estación potabilizadora para abastecer la comuna de Kintambo, dando lugar al presente proyecto.

El depósito se diseñará para poder abastecer a una población de 100.000 habitantes, por lo que tendrá una capacidad de 7.000 m³. Estará situado en una parcela adyacente a la estación potabilizadora que tiene un área de 2871,75 m². Estos datos están justificados en el Anejo nº1 'Situación actual, necesidad de proyecto y condicionantes'.

4. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

En el presente Anejo se plantearán tres alternativas posibles en función de los condicionantes y los criterios de diseño para la resolución del depósito de agua. Se compararán las ventajas e inconvenientes de cada una de ellas para elegir la alternativa que se considere más apropiada. El análisis comparativo se hará fundamentalmente en torno a los siguientes cuatro puntos:

- Características geométricas y técnicas
- Funcionalidad
- Criterios económicos
- Criterios de salubridad y ambiental

La alternativa mejor valorada en el análisis será la elegida en este anteproyecto.

5. CRITERIOS DE DISEÑO

Antes de definir las distintas alternativas, es necesario determinar los criterios que se van a tener en cuenta en el proyecto. Son criterios cuyos resultados han de aplicarse a todas las alternativas sin excepción.

Estos criterios hacen referencia a los materiales que se van a utilizar para el diseño de la estructura del depósito: el hormigón y el acero para armar. Se elige el diseño de los depósitos con hormigón armado "in situ" ya que ofrecen mayores garantías de durabilidad y estanqueidad para un volumen considerable frente a los depósitos prefabricados. Además el uso de prefabricados hace necesaria la presencia de personal cualificado ya que si no, se tiende ineludiblemente a rebajar la calidad de la producción. Otro factor que limita bastante la utilización de la producción industrial es el transporte final al lugar de utilización de los elementos. De cara a la durabilidad, el correcto trato que hayan recibido las piezas tanto en su carga en fábrica como en su descarga, correcto almacenaje y posterior ubicación en obra, dado que un golpe puede provocar una microfisuración en la pieza que a corto plazo suponga una oxidación de armaduras. Por estos motivos, se descarta la realización por prefabricados y se adopta la ejecución "in situ".

La EHE-08 establece que las estructuras de hormigón deberán ser idóneas para su uso, durante la totalidad del período de vida útil para la que se construye. Para ello deberán satisfacer requisitos de seguridad y funcionalidad. Debe ser proyectada y construida para que no se produzcan riesgos inadmisibles como consecuencia de las acciones previsibles durante la ejecución y su uso.

Además debe tener una integridad estructural que garantice que no se produzcan daños desproporcionados ante acciones excepcionales tales como explosiones o impactos.

Los anteriores requisitos se satisfarán mediante un proyecto correcto que incluya una adecuada selección de la solución estructural y de los materiales de construcción, una ejecución cuidadosa conforme al proyecto, un control adecuado del proyecto, de la ejecución y de la explotación así como un uso y mantenimiento apropiados. (Artículo 5º).



Para la elección del hormigón hay que definir el tipo de ambiente al que está sometido el elemento estructural que está definido por las clases de exposición frente a la corrosión de las armaduras y otros procesos de degradación distintos, definidos en las siguientes tablas de la EHE-08:

Tabla 8.2.2
Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	- Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones. - Elementos de hormigón en masa.	- Elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie.
Normal	Humedad alta	IIa	Corrosión de origen diferente de los cloruros	- Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones. - Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos enterrados o sumergidos.	- Elementos estructurales en sótanos no ventilados. - Cimentaciones. - Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. - Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.
	Humedad media	IIb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	- Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm.	- Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. - Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.
Marina	Aérea	IIIa	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar. - Elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km).	- Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa. - Puentes en las proximidades de la costa. - Zonas aéreas de diques, pantalanes y otras obras de defensa litoral. - Instalaciones portuarias.
	Sumergida	IIIb	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar.	- Zonas sumergidas de diques, pantalanes y otras obras de defensa litoral. - Cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar.
	En zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IIIc	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas.	- Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanes y otras obras de defensa litoral. - Zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea.
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	Corrosión por cloruros	- Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino. - Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas.	- Piscinas e interiores de los edificios que las albergan. - Pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve. - Estaciones de tratamiento de agua.

Tabla 8.2.3.a
Clases específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión

CLASE ESPECÍFICA DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
Química Agresiva	Débil	Qa	Ataque químico	- Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver tabla 8.2.3.b).	- Instalaciones industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3.b. - Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil según tabla 8.2.3.b.
	Media	Qb	Ataque químico	- Elementos en contacto con agua de mar. - Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver tabla 8.2.3.b).	- Dolos, bloques y otros elementos para diques. - Estructuras marinas, en general. - Instalaciones industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b. - Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad media según tabla 8.2.3.b. - Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b.
	Fuerte	Qc	Ataque químico	- Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver tabla 8.2.3.b).	- Instalaciones industriales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b. - Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b. - Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad fuerte según tabla 8.2.3.b.
Con heladas	Sin sales fundentes	H	Ataque hielo-deshielo	- Elementos situados en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5 °C.	- Construcciones en zonas de alta montaña. - Estaciones invernales.
	Con sales fundentes	F	Ataque por sales fundentes	- Elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0 °C.	- Tableros de puentes o pasarelas en zonas de alta montaña, en las que se utilizan sales fundentes.
Erosión		E	Abrasión cavitación	- Elementos sometidos a desgaste superficial. - Elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor del agua.	- Pilas de puente en cauces muy torrenciales. - Elementos de diques, pantalanes y otras obras de defensa litoral que se encuentren sometidos a fuertes oleajes. - Pavimentos de hormigón. - Tuberías de alta presión.

Como se trata de un depósito de agua potable se toma como clase de exposición aquella definida para instalaciones en contacto con el agua, con cloruros de origen diferente al marino. Como se verá en el Anejo de estudio Geológico y geotécnico, en este caso no se cumple ninguno de los condicionantes de agresividad por sulfatos que determinan unas características especiales para el cemento, por lo que el hormigón del futuro depósito no requerirá de ningún tipo de ambiente específico.

La resistencia recomendada en función de los requisitos de durabilidad es de 30 N/mm^2 . Por lo tanto el hormigón utilizado es un hormigón HA-30/P/20/IV.

El acero que se utilizará será un acero B500S, por ser más habitual y más fácil de encontrar en el mercado, además de por su límite elástico que es mejor ante posibles acciones imprevistas.

En lo referente al cálculo de los esfuerzos, se estudiará el caso más desfavorable, que es el del depósito lleno. Se tendrán en cuenta las cargas debidas a la presión del agua, al empuje de las tierras y al peso del propio depósito.

El problema más habitual y por lo tanto condicionante en los depósitos de agua, es la aparición de fisuras debidas a los esfuerzos. Según la EHE-08 las aberturas características de fisura para la clase de exposición seleccionada anteriormente no pueden superar la abertura máxima $w_{\text{máx.}} = 0,2 \text{ mm}$. Por ello será necesario hacer siempre las comprobaciones relativas al Estado Límite de Fisuración.

Tabla 5.1.1.2

Clase de exposición, según artículo 8º	$w_{\text{máx}}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIIa, IIIb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIIc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

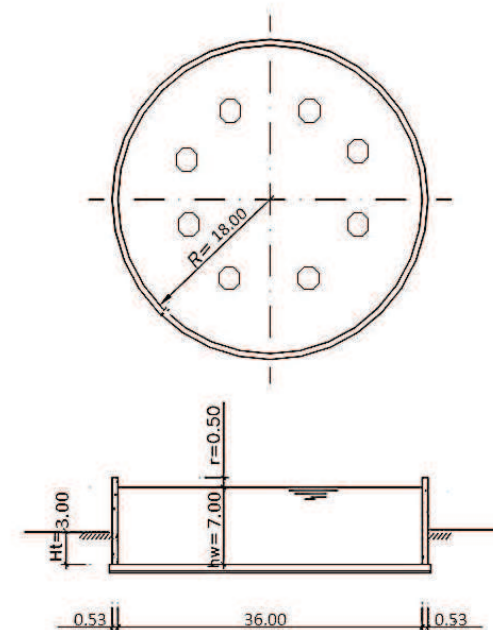
⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

6. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS ALTERNATIVAS

A continuación se van a describir las tres alternativas que se han planteado para el proyecto. Se definirá la geometría de cada una, así como los movimientos de tierra y los parámetros necesarios para su correcta descripción. El cálculo de todas las dimensiones que se

especifican en cada alternativa está detallado en el Apéndice 1'Predimensionamiento de alternativas', de este Anejo.

ALTERNATIVA 1



Esta primera alternativa consiste en el diseño de un único tanque. Será un tanque cilíndrico con un diámetro interior de 36 metros ya que estructural y económicamente los depósitos de planta circular ofrecen ventajas por el mejor rendimiento geométrico y mecánico de la sección circular frente a la rectangular. El muro tendrá un espesor de 530 mm.

La altura total del depósito es de 7.50 m, siendo 7 m la cota máxima de funcionamiento de lámina de agua a partir de la cual entrarían en funcionamiento los aliviaderos de la pared del depósito.

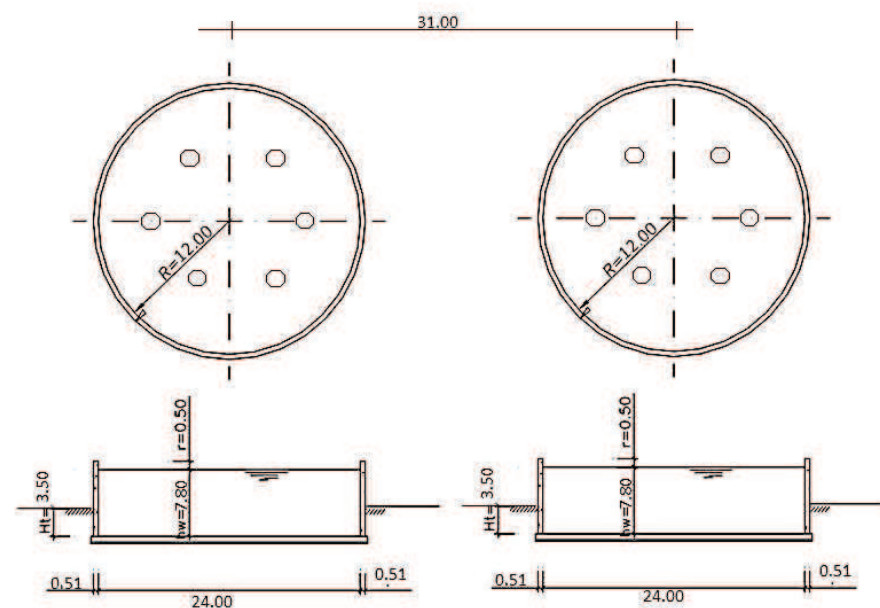
El depósito consta de 8 pilares intermedios en el interior del mismo colocados de forma concéntrica con el propio depósito, para soportar el peso de la cubierta que consistirá en una losa armada fabricada in situ con un canto de 30 cm. Estará apoyada en el muro perimetral mediante elementos de neopreno elastómero.

La cimentación está diseñada como una losa corrida de 50 cm de espesor y de radio 38m. Se realizarán zapatas interiores para cimentar cada pilar.

En cuanto a los movimientos de tierras, se hará una excavación de 5670 m^3 del que más tarde se rellenará con $2412,75 \text{ m}^3$ para dejar semienterrado el depósito.

La mayor ventaja de esta alternativa es el bajo coste en relación con las dimensiones de la estructura. Pero a esto se le une el inconveniente de que solo tiene una celda lo que imposibilita su vaciado para limpieza sin tener que cortar el suministro y que en caso de fallo también se corte el abastecimiento.

ALTERNATIVA 2



En la alternativa 2 se proyecta la construcción de dos tanques cilíndricos de hormigón armado de iguales características geométricas. Cada tanque tendrá una capacidad de $3528,64 \text{ m}^3$.

La planta será una sección circular de 24 m de diámetro interior. La altura del depósito será de 8,3 m contando con el resguardo de 0,5 m que se dejará por seguridad desde la altura máxima prevista de lámina de agua (de 7,8m).

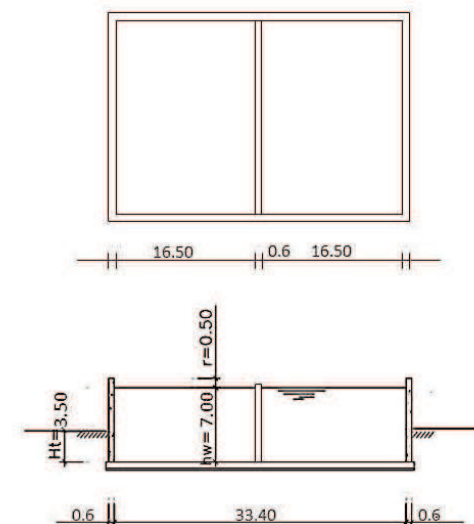
La cubierta también será, como en la primera alternativa, una losa armada, apoyada sobre el muro del tanque y sobre 6 pilares que se dispondrán formando una circunferencia dentro del tanque.

Estos pilares estarán empotrados en su base mediante una zapata, individual para cada pilar, sobre la losa de cimentación.

Los dos depósitos estarán enterrados 3,5 m. por lo que habrá que hacer una excavación total de 7378 m^3 . Habrá que tener en cuenta la importancia de rellenar y compactar perfectamente el espacio que exista entre los dos depósitos.

A pesar de la ventaja que supone tener dos depósitos, dos celdas independientes que aumentan las probabilidades de una correcta funcionalidad, las dimensiones de los tanques hacen que la obra se encarezca considerablemente. Esta alternativa es la que más problemas puede dar en cuanto a la tensión sobre el terreno ya que se superponen los esfuerzos que actúan sobre el mismo.

ALTERNATIVA 3



Se diseña un depósito de $7185,75 \text{ m}^3$ de hormigón armado.

El depósito está formado por dos celdas rectangulares de capacidad unitaria $3522,75 \text{ m}^3$, de dimensiones interiores $16.5 \times 30,5 \text{ m}$ cada una, abastecidos por una única arqueta de entrada al depósito, en la cual se derivan dos tuberías de abastecimiento, una para cada celda.

La altura total del depósito es de 7,5 m, llegando la lámina de agua hasta una cota máxima de 7 m la cota.

La arqueta de salida del depósito contendrá las dos tuberías de desagüe de fondo del depósito con sendas válvulas de retención hasta la conducción de vaciado del depósito.



El depósito está compuesto por un cerramiento perimetral y una pared intermedia que separa las dos celdas del depósito, los cuales se ha diseñado con muros de 60 cm de espesor de hormigón armado.

El forjado de la cubierta es de placas alveolares, consta de un canto de 25 cm, con capa de compresión de 5 cm. Este forjado está apoyado en la coronación de los muros mediante neoprenos.

La cimentación está diseñada como una losa de cimentación con talón. Además el cerramiento del vaso del depósito se realiza mediante pequeña losa apoyada sobre el terreno con transición en las zonas que se junta con los elementos de cimentación.

En cuanto a la tierra que hay que excavar, debido a la geometría, será menor volumen que las anteriores alternativas. El volumen total es de 4573,8 m³, ya que estará enterrado hasta la mitad de su altura, 3,5 m.

7. CRITERIOS DE EVALUACIÓN

7.1. Características geométricas y técnicas

Se tendrá en cuenta tanto la geometría de la planta como el alzado. Todas las alternativas se han diseñado atendiendo a los criterios de la Instrucción EHE-08.

Respecto al trazado en planta se valorará la adecuación a la geometría de la parcela y al uso eficiente del espacio existente.

En cuanto a la altura y al espesor de los muros, éstos están condicionados principalmente por la fisuración, por lo que, en función de la altura de agua en servicio, se puede optimizar el espesor del muro. Los rangos de altura de muro se pueden discretizar para distintas capacidades con el fin de no realizar una ocupación en planta excesiva.

Una altura de lámina de agua muy grande obliga a los muros a ser más resistentes, hay más facilidad de fugas al haber mayor presión y complica los trabajos de limpieza.

En el caso de muro en ménsula, los distintos espesores y armados se pueden relacionar con la altura de agua máxima. De esta manera se optimiza el armado del muro. La facilidad para la colocación y el montaje de la armadura a disponer es un factor importante que también debe ser evaluado.

Como se explicó anteriormente, la población de Kinshasa sigue creciendo y se espera poder llegar a prestar el servicio de agua potable a muchas más personas, por tanto la posibilidad de aumentar la capacidad del depósito también se tendrá en cuenta

7.2. Funcionalidad

El objetivo de este proyecto es el de abastecer con agua potable a una población de 100.000 personas, por lo que un buen servicio sin cortes en el suministro será muy bien valorado, así como la capacidad que tiene de seguir sirviendo durante un largo período de tiempo en el que la población, y por tanto la necesidad de agua potable, seguirá creciendo.

La buena conexión con la estación potabilizadora será también fundamental a la hora de valorar este aspecto.

La facilidad en la ejecución y la similitud a obras ya construidas de este tipo, serán también valoradas ya que si no, sería necesario disponer de mano de obra cualificada, difícil de encontrar en un país en vías de desarrollo y con limitaciones en el ámbito técnico.

7.3. Criterios económicos

Para poder comparar las alternativas desde el punto de vista económico, es preciso una estimación del coste de cada una de ellas con un método homogéneo. No se trata de una valoración pormenorizada y exacta sino de una estimación de las partidas más importantes.

En este caso se van a valorar los movimientos de tierras y el volumen de hormigón y de acero que se va a utilizar.

En el coste económico también es importante tener en cuentas las expropiaciones a realizar aunque en este caso las todas las alternativas se han solucionado evitando, a priori, el tener que realizarlas, disminuyendo así el impacto social.

Además ha de tenerse en cuenta que la obra se realiza en un país en vías de desarrollo, por lo que la economía será un factor limitante.

7.4. Criterios de salubridad y ambientales

Al tratarse de agua potable es muy importante el buen estado de la misma desde que sale de la planta potabilizadora hasta que llega a su destino. Se tendrán, por tanto, en cuenta los parámetros de estanqueidad dentro del depósito que se puede dar debido a la geometría y a la gran capacidad de los tanques que se prevén.

Los volúmenes de tierra también se utilizarán como parámetro de valoración de las alternativas así como la capacidad de realizar vertidos en ausencia de contaminantes.



Otros aspectos menos importantes en este proyecto pero que se utilizarán para valorar las alternativas son, entre otros, el impacto visual y paisajístico.

8. EVALUACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS

En función de los criterios expuestos anteriormente se procede a la comparación de las tres alternativas para, posteriormente, elegir una de ellas. Cada criterio se evaluará con una puntuación del 1 al 5, siendo 1 la opción peor valorada y 5 la mejor valorada, tal y como se irá indicando en cada apartado.

8.1. Características geométricas y técnicas

- Por una parte se estudiará la forma del depósito. Las dos primeras alternativas tienen forma cilíndrica y la tercera, rectangular.

Los depósitos cilíndricos soportan mejor, en general, los esfuerzos de presión hidrostática que son los que influyen de forma determinante sobre el muro. En los depósitos rectangulares las esquinas son zonas más expuestas a la corrosión y son las zonas que tienen mayor probabilidad de fisuración. Por tanto se le dará 5 puntos a la alternativa cilíndrica y 2 puntos a la rectangular.

- Por otro lado hay que tener en cuenta su adaptación a la geometría de la parcela en la que se va a ubicar. La forma de la parcela no es regular por lo que hay que definir muy bien la posición de los depósitos. La alternativa 1 es la que mejor se adapta, la alternativa 3 también se adapta bien. Por el contrario la alternativa 2 necesitaría adentrarse en la parcela donde se encuentran las instalaciones de la ETAP.

- Otro aspecto es el área en planta que ocupa cada alternativa. Una vez terminada la obra, la alternativa 3 es, previsiblemente, la que mayor área ocupa, 1128,52 m². Y la alternativa 2 la que menos, no llegando a los 1000 m². Pero hay que tener en cuenta el área necesaria para la cimentación y la construcción de los depósitos ya que será esta la que realmente se utilice para el cálculo de movimiento de tierras y de la zona de afección de la estructura. Evaluándolo así, el área menor es la de la alternativa 3, con 1405 m² y la mayor la de la alternativa 1: 2312 m². A la alternativa que más área necesite para la cimentación se le dará la menor puntuación y a la que menos necesite de le dará la máxima puntuación. En cuanto al área vista se asignará 5,4 y 3 puntos cada alternativa en orden de menor a mayor área.

	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
Área vista	1017,8 m2	964,78 m2	1128,52 m2
Área para cimentación	2312 m2	1814,76 m2	1405 m2

- La colocación del armado durante la ejecución de la obra es muy importante ya que la resistencia de la estructura depende de él. Por eso se debe facilitar al personal de obra este trabajo manteniendo unos límites de diseño mínimos. El espacio que exista entre una barra y otra será determinante para poder realizar bien el solapamiento de barras, ya sea a mano o mediante ayuda de maquinaria, y para que el hormigón se adhiera bien a las mismas. En función del espaciado que exista entre cada barra (se deduce en el Apéndice 1 de este Anejo) se asignarán 1 punto a la alternativa que menor espaciado tenga. Valorando si los demás espaciados son mucho mejores o no se puntuarán las demás alternativas.

Además el ensamblaje de la armadura en forma de circunferencia es más costoso, ya que hay que ir uniendo barras relativamente cortas y atarlas una a una, por lo que se puntuará también la posición en que se tengan que colocar las barras.

- Por último se evaluará la capacidad de poder ampliar el depósito. Esto será más fácil en los depósitos poligonales. También es muy bueno que se pueda ampliar sin dejar de ofrecer el servicio, esto se podrá hacer si el depósito cuenta con más de un tanque o celda. La alternativa con mayor capacidad de aumentar el volumen del depósito tendrá la máxima puntuación y la que menor capacidad tenga, se llevará la peor puntuación.

Se comparan a continuación los datos obtenidos

	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
Forma	5	5	2
Adaptación a la parcela	5	1	4
Área vista	4	5	3
Área para cimentación	1	3	5
Espaciado de barras	1	3	3
Posición de barras	1	1	4
Posible aumento del depósito	1	2	5
MEDIA	2.6	2.9	3.7

8.3. Criterios económicos

Respecto a este criterio la alternativa mejor valorada es la Alternativa 3.

8.2. Funcionalidad

- El agua potable es un bien al que se debe poder tener acceso en cualquier momento y situación. Por lo tanto hay que considerar la posibilidad de que exista un fallo o haya necesidad de reparar o limpiar el depósito, pero no se puede dejar de seguir dando el servicio. Esto se concreta en plantear dos celdas en el depósito. La alternativa 3 se diseña de esta forma lo que le da gran valor en este aspecto.
En depósitos cilíndricos no se suele realizar una división en celdas, por lo que lo que se ha planteado es el diseño de dos depósitos. Esto solucionaría lo anteriormente descrito pero no se debe olvidar que están diseñados para que la suma de ambas capacidades satisfaga la demanda total, por lo que en caso de que uno de los depósitos esté fuera de servicio no se podría prestar el servicio de manera eficaz.
Por lo tanto a la alternativa 1 se le dará la peor puntuación y a la tercera la mejor. A la segunda se le dará una puntuación intermedia
- La facilidad de la ejecución debe poder compaginarse con el uso de buenos instrumentos técnicos, una situación no fácil de obtener en este proyecto debido a la localización del mismo y a la situación social en que se desarrolla. Por lo tanto se ha buscado el sistema de ejecución que se desarrolla en Kinshasa. Ningún ejemplo más claro que las estructuras de la ETAP a la que se pretende unir este depósito, construida en 2011. Su diseño está compuesto en gran parte por edificaciones rectangulares lo que implica gran seguridad de que este sistema es conocido. Los depósitos más antiguos son mayoritariamente cilíndricos pero ninguno tiene el volumen de los que se diseñan en este proyecto. Por lo tanto la alternativa 3 será la que mejor puntuación obtenga en este apartado.

	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
Nº celdas	1	3	5
Planta similar a otra ya existente	3	3	5
MEDIA	2.0	3.0	5.0

La alternativa 3 vuelve a ser la mejor valorada.

En este apartado se hará un cuadro resumen del presupuesto de cada alternativa que se encuentran detallados en el Apéndice 'Presupuestos' de este Anejo.. Para ello se evaluarán los costes en cinco capítulos: movimientos de tierra, que hace referencia a todas las actividades en relación con la excavación y el relleno y compactación; las conducciones que son todo lo vinculado a las conducciones de agua de entrada y salida de depósito; estructuras en el que están recogidos todos los materiales de construcción del depósito en sí (hormigón, acero, forjados, tapas metálicas) y de la caseta de válvulas; Impermeabilización del terreno y del depósito; y reposición de servicios (calzadas, tuberías, sistema eléctrico, cerramientos).

El análisis comparativo se hará en relación al subtotal, dándole 5 puntos a la alternativa de menor coste y 1 a la de mayor coste.

ALTERNATIVA 1	
CAPÍTULO	COSTE (€)
Movimientos de tierra	26067.91
Conducciones	17569.82
Estructuras	267521.91
Impermeabilización	35029.84
Reposición de servicios	12694.24
SUBTOTAL	358883.72



ALTERNATIVA 2	
CAPÍTULO	COSTE (€)
Movimientos de tierra	34072.80
Conducciones	29655.50
Estructuras	296104.40
Impermeabilización	42396.03
Reposición de servicios	12694.24
SUBTOTAL	414922.97

ALTERNATIVA 3	
CAPÍTULO	COSTE (€)
Movimientos de tierra	27367.40
Conducciones	28405.00
Estructuras	300838.13
Impermeabilización	40580.18
Reposición de servicios	12694.24
SUBTOTAL	409884.95

	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
Coste	5	1	3

Como se puede observar la alternativa más económica es la 1 debido a su estructura. En cuanto a la alternativa 2, su coste es excesivo debido sobre todo a que al existir dos depósitos los costes casi se duplican.

8.4. Criterios de salubridad y ambientales

Para intentar evaluar las alternativas ambientalmente, es necesario conocer los volúmenes de desmonte y terraplén y el volumen de tierra aprovechable. Esto se sintetiza en la siguiente tabla:

	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
Desmonte (m3)	5670	7378	4573.8
Relleno (m3)	2316.37	3911.27	623.98
Volumen de material aprovechable (m3)	1690	2108	1006.8
PUNTUACIÓN	2	1	3

En lo referente a la estanqueidad dentro del depósito la conducción de entrada se situará en la parte superior de los depósitos y la de salida en la parte inferior en el lado opuesto o diametralmente opuesto:

Alternativa 1: es un depósito de grandes dimensiones por lo que hay que tener mucha precaución para que el flujo de agua sea continuo. La presencia de pilares en el interior del depósito puede crear zonas vulnerables a la agresividad por cloruros en el propio pilar y en la zona de la zapata pequeños depósitos.

Alternativa 2: los problemas que pueden acontecer son de menor probabilidad que en la primera alternativa ya que se trata de un depósito más pequeño.

Alternativa 3: Al ser un depósito sin ningún obstáculo en su interior es difícil que se formen zonas estancas.

	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
Estanqueidad	3	3	3

En cuanto al impacto paisajístico, es mínimo en las tres alternativas ya que al ser depósitos semienterrados, solo sobresalen 3 metros por encima de la superficie. La alternativa dos es quizás la más significativa porque son dos depósitos, dos edificaciones.

	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
I. Paisajístico	3	2	3

9. SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA A PROYECTAR

Para la selección de la alternativa, se van a utilizar métodos multicriterio: el método de las medias ponderadas, el método PRESS y el método Electre. Pero antes hay que definir los pesos que se otorgarán a cada criterio y las valoraciones. Se valorará entre 1 y 5 siendo el 5 la puntuación más alta y entendiendo este factor a modo comparativo.

Los pesos otorgados a cada criterio serán los siguientes:

- Características geométricas y técnicas – 15%
- Funcionalidad – 35%
- Criterios económicos – 35%
- Criterios de salubridad y ambientales – 15%

Para cada criterio de ha hecho la media de las puntuaciones que tenía cada alternativa.

La matriz decisional será por tanto la siguiente:

	C1	C2	C3	C4
A1	2.6	2.0	5.0	2.7
A2	2.9	3.0	1.0	2.0
A3	3.7	5.0	3.0	3.0
Pesos	0.15	0.35	0.35	0.15

Siendo:

- A1 – Alternativa 1
- A2 – Alternativa 2
- A3 – Alternativa 3
- C1 – Características geométricas y técnicas
- C2 – Funcionalidad
- C3 – Criterios económicos
- C4 – Criterios de salubridad y ambientales

Una vez definida la matriz con los pesos y valoraciones, se aplicarán los sucesivos métodos.

9.1. Método de las medias ponderadas

Una vez obtenidos los valores de la matriz decisional, es preciso homogeneizarla.

- Matriz homogeneizada

	C1	C2	C3	C4
A1	0.00	0.00	1.00	0.70
A2	0.27	0.33	0.00	0.00
A3	1.00	1.00	0.50	1.00

A continuación se multiplican los valores homogeneizados por los pesos correspondientes a cada criterio:

- Matriz de valores ponderados

	C1	C2	C3	C4
A1	0.000	0.000	0.3500	0.105
A2	0.041	0.117	0.000	0.000
A3	0.150	0.350	0.175	0.150

Finalmente se suman los valores ponderados de cada alternativa:

• VALORACIÓN DE CADA ALTERNATIVA

	VALORES
A1	0.455
A2	0.158
A3	0.825

La alternativa elegida por este método sería la ALTERNATIVA 3.

4.6.2. Metodo press

Al igual que en el anterior método, la matriz decisional se homogeiniza y multiplicando por las ponderaciones se llega a la matriz de valores ponderados.

• Matriz de valores ponderados

	C1	C2	C3	C4
A1	0.000	0.000	0.3500	0.105
A2	0.041	0.117	0.000	0.000
A3	0.150	0.350	0.175	0.150

Una vez obtenida, se debe hallar la matriz de dominación. Se trata de una matriz cuadrada de tamaño nxn que responde a la siguiente expresión:

$$d_{ij} = \sum_{k=1}^m (vp_{ik} - vp_{jk}), \forall vp_{ik} > vp_{jk}, \quad i, j = 1, \dots, n$$

• Matriz de dominación

	A1	A2	A3
A1	0.000	0.455	0.175
A2	0.158	0.000	0.000
A3	0.545	0.667	0.000

A partir de los valores de esta matriz, se obtienen los valores 'D_i' como suma de las filas de la matriz de dominación y 'd_i' como suma de las columnas correspondientes. El método concluye con la determinación de la relación entre 'D_i' y 'd_i' siendo la solución óptima el valor max(D_i/d_i), i=1,n

	VALORES
A1	0.897
A2	0.140
A3	6.928

Con este método, la ALTERNATIVA 3 también es la elegida, y por una diferencia muy importante con respecto a las demás.

4.6.3. Metodo electre

El método Electre es el método multicriterio discreto más conocido y más utilizado en la práctica.

Al igual que en los otros dos métodos, es necesario obtener la matriz de valores ponderados.

• Matriz de valores ponderados

	C1	C2	C3	C4
A1	0.000	0.000	0.3500	0.105
A2	0.041	0.117	0.000	0.000
A3	0.150	0.350	0.175	0.150

A continuación se calcula la matriz de índices de concordancia, como suma de los pesos de aquellos criterios para los cuales la alternativa 'a_i' es igual o superior a la alternativa 'a_k'. En caso de empate se asigna la mitad del peso a cada alternativa.

- Matriz de índices de concordancia

	A1	A2	A3
A1		0.455	0.425
A2	0.545		0.000
A3	0.575	1.000	

El siguiente paso es calcular la matriz de índices de discordancia. Se obtiene como el cociente entre la diferencia mayor de los criterios para los que la alternativa 'a_i' está dominada por la 'a_k', dividiendo dicha cantidad por la mayor diferencia en valor absoluto entre los resultados alcanzados por la alternativa 'a_i' y 'a_k'.

- Matriz de índices de discordancia

	A1	A2	A3
A1		0.334	1.000
A2	1.000		1.000
A3	0.500	-0.468	

A continuación, se determina el umbral mínimo de concordancia a partir de los valores medios de los elementos de la matriz de índices de concordancia. Conociendo este umbral se calcula la matriz de dominancia concordante de tal modo que los elementos de esta matriz toman el valor 1 cuando el elemento de la matriz es mayor o 0 en caso contrario.

De manera análoga se calcula el umbral máximo de discordancia con la matriz de índices de discordancia y se calcula la matriz de dominancia discordante.

- Umbral mínimo de concordancia: 0,5
- Umbral máximo de discordancia: 0,561

- Matriz de dominancia concordante

	A1	A2	A3
A1		1	0
A2	1		0
A3	1	1	

- Matriz de dominancia discordante

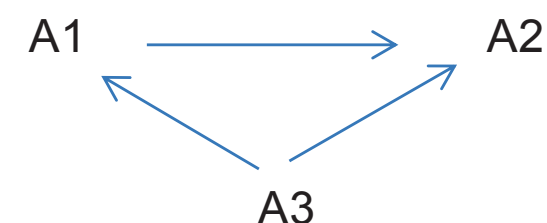
	A1	A2	A3
A1		1	0
A2	0		0
A3	1	1	

- Matriz de dominancia agregada

Los elementos toman el valor 1 cuando elementos homólogos de las dos matrices anteriores son 1 y toman el valor 0 para los demás casos.

	A1	A2	A3
A1		1	0
A2	0		0
A3	1	1	

- GRAFO ELECTRE





En este caso la alternativa 3 domina a la 1 y a la 2 por lo que es la ALTERNATIVA 3 la elegida.

10. CONCLUSIÓN

Como se ha demostrado a lo largo de este estudio y después de aplicar los tres métodos anteriores podemos afirmar con rotundidad que la solución óptima es la Alternativa 3.



APÉNDICE 1. PREDIMENSIONAMIENTO DE ALTERNATIVAS

1. INTRODUCCIÓN

En este apéndice se describirán los cálculos que se han hecho para obtener las medidas de los depósitos de las tres alternativas. Para ello se ha seguido lo propuesto por la Normativa española que a continuación se indica:

- ❖ Ministerio de Fomento. “EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural”, de 2008.
- ❖ Ministerio de Fomento. “Documentos CTE. Código Técnico de la Edificación”, Documento Básico SE-AE. Seguridad Estructural de Acciones en la edificación, de Abril 2009.
- ❖ Ministerio de Fomento. “Documentos CTE. Código Técnico de la Edificación”, Documento Básico SE-C. Seguridad estructural en Cimientos, de 2007.

El uso de la Normativa española en lugar de la propia del país se debe a la dificultad para encontrar una legislación y/o normativa correspondientes a la construcción, la edificación y el hormigón propias de la R.D.C, ya sea por verdadera inexistencia de las mismas o por la falta de recursos por parte del autor.

El depósito se diseñará para poder abastecer a una población de 100.000 habitantes, por lo que tendrá una capacidad de 7.000 m³. Estará situado en una parcela adyacente a la estación potabilizadora que tiene un área de 2871,75 m². Estos datos están justificados en el Anejo nº1 ‘Situación actual, necesidad de proyecto y condicionantes’.

Los depósitos que se diseñen deben estar semienterrados ya que los primeros metros de terreno no tienen buenas condiciones para soportar una estructura, tal y como queda reflejado en el Anejo nº 2 ‘Estudio geológico y geotécnico’.

Como se trata de un predimensionamiento para la comparación de alternativas, sólo se tendrán en cuenta las siguientes acciones principales:

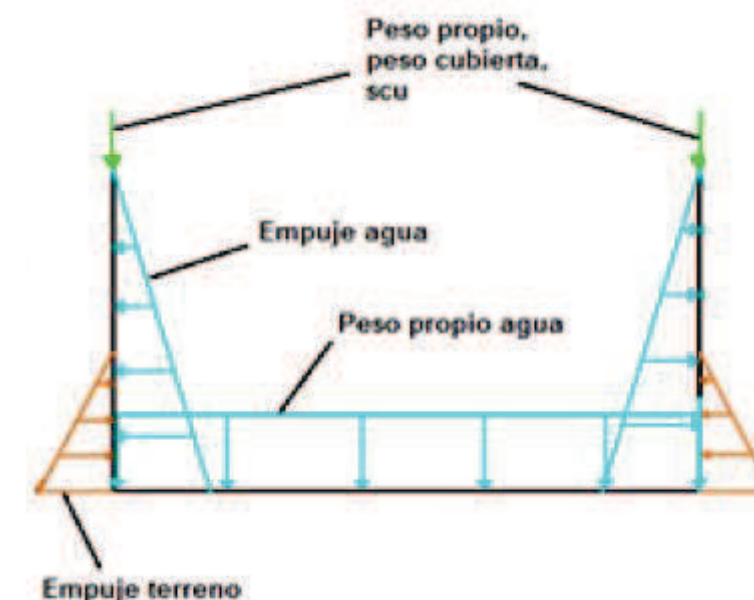
- Peso propio de los elementos estructurales. Todos ellos con hormigón armado. El peso específico del hormigón es $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$.
- Peso propio de la cubierta. Se trata de una losa de hormigón armado. Se utilizarán los mismos materiales que en el muro perimetral. Se calculará como una carga puntual sobre el muro.
- Empuje del terreno. Se debe tener en cuenta la disposición semienterrada del depósito en cuestión (Esta disposición está justificada en el Anejo nº 1 de este proyecto). Las características geotécnicas del terreno, definidas en el Anejo nº 2 ‘Estudio geológico y geotécnico’, son las siguientes:
Peso específico del terreno: $\gamma_t = 23 \text{ KN/m}^3$
 $\phi = 25^\circ$
 $C = 0$

$$K_0 = (1 - \sin \phi') = 0.58$$

Siendo, ϕ ; Angulo de rozamiento interno del terreno. K_0 = coeficiente de empuje del terreno al reposo.

- Empuje hidrostático. Se trata de una ley de presiones triangular que actuará en una altura igual a la altura del agua sobre el muro, despreciando el resguardo de 0.5 m que en servicio se debe respetar, provocando así una situación más desfavorable.
Peso específico del agua: $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$.

Se seguirá el siguiente esquema:



Esfuerzo cortante: $Q(x) = -\frac{p \cdot x^2}{2 \cdot l}$

Esfuerzo flector: $M(x) = \frac{p \cdot x^3}{6 \cdot l}$

Los esfuerzos se calcularán para la peor situación. Esta se da cuando el depósito está lleno. Para la comparación de alternativas se dispondrá de la armadura máxima para toda la estructura perimetral. Una vez elegida la mejor alternativa se diseñará con mayor detalle toda la armadura de dicha estructura en el Anejo nº 4 ‘Predimensionamiento de estructuras’.

2. ALTERNATIVA 1

Como primera alternativa se diseñará un depósito lo más sencillo posible. Se intentará que la parte enterrada del depósito sea mínima para evitar el aumento de coste debido al movimiento de tierras. También hay que tener en cuenta la relación entre el diámetro y la altura, un valor de altura grande hará que las presiones hidrostáticas sean mayores lo que derivará en un espesor de muro mayor y mayor cantidad de armadura. Si el diámetro es muy grande la solución de la cubierta se complicará. Además no se puede olvidar que se tienen unas dimensiones de parcela determinadas y la estructura debe adecuarse a la misma.

En lo referente al espesor de pared a considerar en un depósito de hormigón armado, Jiménez Montoya et al (1987) aconseja que se adopte para depósitos cilíndricos un valor en el entorno de:

$$h = 0,05 \cdot H\omega + 0,01 \cdot R$$

En cualquier caso, se desaconseja por razones constructivas que este espesor sea menor de 40 cm.

Se tantea con distintos valores:

Altura de agua (m)	Radio (m)	Espesor (cm)
5	21,11	46,11
5,5	20,13	47,62
6	19,27	49,27
6,5	18,52	51,01
7	17,87	52,84
7,5	17,23	54,74

El radio es el radio interior del muro perimetral

Se escoge una altura de agua de 7m y un radio de 18m debido a que las tres primeras quedan muy justas dentro de la parcela. Se elige un diámetro de 18m ya que facilita la ejecución de la obra el tener dimensiones de valores sencillos. Estas dimensiones producen un aumento de la capacidad del depósito a 7125,13 m³.

El depósito se enterrará 3m, quedando por encima de la superficie 4,5 m.

Una vez dimensionado el depósito se van a realizar los cálculos de esfuerzos para calcular el armado. Los cálculos se harán a partir de la altura máxima de la lámina de agua.

Cortante mínimo		Flector mínimo	
$-px^2/2l$		$px^2/6l$	
x	V	x	M
0	0	0	0
1	-13	1	-5.1
2	-27	2	-32.4
3	-53.5	3	-61.8
4	-117.1	4	-142.7
5	-175.4	5	-283.6
6	-216.3	6	-479.5
7	-295.7	7	-691.3

Una vez realizadas las combinaciones de acciones y obtenidos los esfuerzos, han de obtenerse los momentos límites en X_{lim} y también los momentos de diseño.

$$\frac{x_{lim}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d_{hip}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}} \Rightarrow x_{lim} = \frac{3.5}{2.17 + 3.5} d = 288,3 \text{ mm}$$

$$M_{lim} = f_{cd} b y_{lim} \left(d - \frac{y_{lim}}{2} \right) = 1622,23 \text{ KN m}$$

El momento de diseño máximo es de 723,61 KNm que es menor que el momento límite por lo que no se dispone de armadura a compresión.

Se calcula la cuantía de armadura traccionada a partir de los siguientes criterios:

$$M_d = f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d - y/2)$$

$$N_u = f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 3078,76 \text{ mm}^2/\text{metro lineal}$$

La armadura geométrica es 2120 mm² y la armadura mecánica es 978,96 mm².

Por lo tanto la armadura vertical que se pondría sería 10 $\phi 20$ pml

La armadura a compresión será la cuantía mínima que se corresponde con 6 $\phi 16$ pml.

Losa de cimentación:

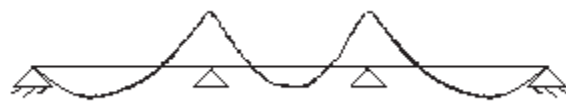
También se debe calcular el armado de la losa de cimentación. Ésta irá armada tanto en la zona superior como en la inferior. En este apéndice se supondrá la misma para ambas zonas.

Los esfuerzos de la losa serán los mismos que los hallados en la base del muro más el peso propio del agua, de la losa y del terreno. La zona que debe resistir mayores esfuerzos es la sección que está más cerca del muro perimetral por la parte interior del depósito, pudiendo llegar a ser varias veces mayor.

Para losas de diámetro entre 30 y 40 m se recomienda un espesor de 0,6m.

El momento máximo obtenido es 1372,44 KNm en la sección crítica. Por lo que la cuantía de armadura requerida es de 4177,03 mm²/metro lineal. A compresión solo es necesaria la cuantía mínima que son 2806,11 mm².

Pilares



Se realiza un cálculo sencillo a partir del peso propio de la cubierta sobre los pilares, los cuales se dispondrán como apoyos intermedios. Sobre los pilares el momento que actúa es de 330KNm. Por lo que calculando la cuantía de acero se obtiene una necesidad de 1209,27mm². Se colocarán por tanto 6 ϕ 16 en toda la longitud del pilar.

Por su sencillez geométrica se fabricarán pilares de sección cuadrada de 50 cm de lado. Si esta alternativa sale elegida, habrá que comprobar que cumple a fisuración.

Volúmenes totales

A continuación se calcularán los volúmenes totales de hormigón y de acero necesarios para la ejecución de esta estructura.

Volumen total hormigón (m ³)	1518,47
Volumen total acero (kg)	76.531,09

3. ALTERNATIVA 2

La alternativa 2 se plantea manteniendo la misma forma del depósito de la alternativa 1, pero dividiendo su capacidad entre dos tanques independientes. De esta forma, ante la necesidad de limpieza u otra causa que obligue a vaciar el tanque o ante un fallo del mismo, podrá mantenerse el otro tanque activo y por lo tanto no se cortará el servicio de suministro de agua potable.

Por lo tanto se van a diseñar dos tanques con las mismas características geométricas de 3500m³ cada uno.

Se vuelve a hacer un tanteo de valores para dimensionar el tanque:

$$h = 0,05 \cdot H_w + 0,01 \cdot R$$

Radio (m)	Altura de agua (m)	Espesor (cm)
8	17,40	95
9	13,75	77,77
10	11,14	65,70
11	9,21	57,03
12	7,74	50,68
13	6,59	45,96

El radio hace referencia al radio interior del muro perimetral.

Las tres primeras opciones tienen una cota de altura de agua inasumible. La de radio 12 es la que mejor se adecúa a la parcela y a la vez su cota de agua es aceptable. La altura total del depósito será de 8,3 m ya que se tiene un resguardo de medio metro.

El depósito se enterrará 3,5m, quedando por encima de la superficie 4,8 m. Si se entierra menos los esfuerzos producidos por la presión hidrostática no se reducirán tanto como lo deseado por el empuje del terreno.

Como se hizo con la alternativa anterior, a continuación se van a realizar los cálculos de esfuerzos para calcular el armado. Los cálculos se harán a partir de la altura máxima de la lámina de agua.

Cortante mínimo		Flector mínimo	
$-px^2/2l$		$px^2/6l$	
x	V	x	M
0	0	0	0
1	-8.3	1	-3.76
2	-24.06	2	-28.33
3	-50.16	3	-54.87
4	-109.2	4	-137.5
5	-169.7	5	-275
6	-214.3	6	-468.7
7	-273.9	7	-661.3
8	-304.9	8	-695.2

Una vez realizadas las combinaciones de acciones y obtenidos los esfuerzos, han de obtenerse los momentos límites en X_{lim} y también los momentos de diseño.

$$\frac{x_{lim}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d_{hip}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}} \Rightarrow x_{lim} = \frac{3.5}{2.17 + 3.5} d = 267,28 \text{ mm}$$

$$M_{lim} = f_{cd} \cdot b \cdot y_{lim} \left(d - \frac{y_{lim}}{2} \right) = 1394,51 \text{ KN m}$$

El momento de diseño máximo es de 785,46 KNm que es menor que el momento límite por lo que no se dispone de armadura a compresión.

Se calcula la cuantía de armadura traccionada a partir de los siguientes criterios:

$$M_d = f_{cd} \cdot b \cdot y (d - y/2)$$

$$N_u = f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 2156,31 \text{ mm}^2/\text{metro lineal}$$

La armadura geométrica es 1987,32 mm² y la armadura mecánica es 864,75 mm².

Por lo tanto la armadura vertical que se pondría sería 11 $\phi 16$ pml

La armadura a compresión será la cuantía mínima que se corresponde con 5 $\phi 16$ pml.

Losa de cimentación:

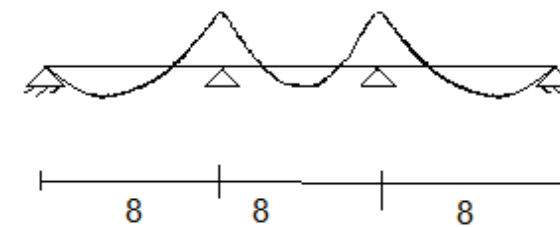
También se debe calcular el armado de la losa de cimentación. Ésta irá armada tanto en la zona superior como en la inferior.

Los esfuerzos de la losa serán los mismos que los hallados en la base del muro más el peso propio del agua, de la losa y del terreno. La zona que debe resistir mayores esfuerzos es la sección que está más cerca del muro perimetral por la parte interior del depósito, pudiendo llegar a ser varias veces mayor.

Para losas de diámetro entre 20 y 30 m se recomienda un espesor de 0,5m.

El momento máximo obtenido es 1074,32 KNm en la sección crítica. Por lo que la cuantía de armadura requerida es de 3384,98 mm²/metro lineal. A compresión solo es necesaria la cuantía mínima que son 2109.42 mm².

Pilares



Los pilares se dispondrán como apoyos intermedios. Se dispondrán 6 pilares colocados de forma circular a una distancia radial de 4 m del centro del depósito. Sobre los pilares el momento que actúa es de 147KNm. Por lo que calculando la cuantía de acero se obtiene una necesidad de 768,32mm². Se colocarán por tanto 4 $\phi 16$ en toda la longitud del pilar.

Por su sencillez geométrica se fabricarán, también, pilares se sección cuadrada de 50 cm de lado. Si esta alternativa sale elegida, habrá que comprobar que cumple a fisuración.

Volúmenes totales

A continuación se calcularán los volúmenes totales de hormigón y de acero necesarios para la ejecución de los dos depósitos.

Volumen total hormigón (m ³)	1689,37
Volumen total acero (kg)	84.769,65

4. ALTERNATIVA 3

La tercera alternativa será rectangular. El depósito estará dividido en dos celdas por un muro intermedio.

La superficie del depósito puede tener unos lados de hasta 40m. Esta limitación viene dada por el área de la parcela que tiene forma irregular. Se han hecho varias posibilidades dibujándolas en planta para encontrar las mejores medidas. Se elige una cota de lámina de agua de 7m.

Finalmente se decide diseñar un depósito de dimensiones interiores 33,6 x 30,5 m, dividido por un muro de 60 cm quedando cada celda con las siguientes dimensiones 16.5 x 30,5 m

El espesor de pared a considerar en un depósito de hormigón armado, según Jiménez Montoya et al (1987), aconseja adoptar para depósitos rectangulares un valor en el entorno de:

$h = 0,10 \cdot H_w$; $h = 0,10 \cdot 7 = 0,7$ En este caso se intentará reducir 10 cm para asemejarlo al muro central, por lo que se supondrá un espesor de 0,6m.

El depósito se enterrará 3,5m, quedando por encima de la superficie 4m ya que se tendrá un resguardo de 50cm.

Se calculan los esfuerzos de la estructura. Los cálculos se harán a partir de la altura máxima de la lámina de agua.

Cortante mínimo	
$-\frac{px^2}{2l}$	
x	V
0	0
1	-7.5
2	-30
3	-67.5
4	-120
5	-186.1
6	-257.6
7	-333.1

Flector mínimo	
$\frac{px^2}{6l}$	
x	M
0	0
1	-2.5
2	-20
3	-67.5
4	-160
5	-312.2
6	-533.8
7	-828.9

Una vez realizadas las combinaciones de acciones y obtenidos los esfuerzos, han de obtenerse los momentos límites en X_{lim} y también los momentos de diseño.

$$\frac{x_{lim}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d_{hip}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}} \Rightarrow x_{lim} = \frac{3.5}{2.17 + 3.5} d = 325 \text{ mm}$$

$$M_{lim} = f_{cd} b y_{lim} \left(d - \frac{y_{lim}}{2} \right) = 1237.08 \text{ KN m}$$

El momento de diseño máximo es de 875,09 KNm que es menor que el momento límite por lo que no se dispone de armadura a compresión.

Se calcula la cuantía de armadura traccionada a partir de los siguientes criterios:

$$M_d = f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d - y/2)$$

$$N_u = f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

$$A_s = 4180,31 \text{ mm}^2/\text{metro lineal}$$

La armadura geométrica es 1920 mm² y la armadura mecánica es 1105,99 mm².

Por lo tanto la armadura vertical que se pondría sería 14 $\phi 20$ pml

La armadura a compresión será la cuantía mínima que se corresponde con 4 $\phi 20$ pml.

Losa de cimentación:

También se debe calcular el armado de la losa de cimentación. Ésta irá armada tanto en la zona superior como en la inferior.

Los esfuerzos de la losa serán los mismos que los hallados en la base del muro más el peso propio del agua, de la losa y del terreno. La zona que debe resistir mayores esfuerzos es la sección que está más cerca del muro perimetral por la parte interior del depósito, pudiendo llegar a ser varias veces mayor.

La losa tendrá un espesor de 0,5m.

El momento máximo obtenido es 663 KNm en la sección crítica. Por lo que la cuantía de armadura requerida es de 3769,9 mm²/metro lineal. A compresión solo es necesaria la cuantía mínima.

En esta alternativa debido a que la luz entre dos muros es en relación con las alternativas anteriores más pequeña, La cubierta se resuelve mediante placas aligeradas del tipo HORVITEN: 25+5/120 AEH-500.



Los esfuerzos se producen debido al peso propio de las placas. Se obtienen los siguientes valores: el máximo flector es de 180.3 KNm y el mínimo obtenido es de -72.1 KNm. El primero se resiste por la armadura propuesta por el prefabricador de la placa. Sobre el muro divisorio se dispondrán como armadura de negativos $\varnothing 20/40$ y sobre los extremos $\varnothing 16/40$.

Volúmenes totales

A continuación se calcularán los volúmenes totales de hormigón y de acero necesarios para la ejecución de los dos depósitos.

Volumen total hormigón (m ³)	1153,03
Volumen total acero (kg)	74.980,61



APÉNDICE. PRESUPUESTOS



ALTERNATIVA 1

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
01	MOVIMIENTO DE TIERRA							
MOV001	m² M² despeje y desbroce de arbustos, cultivos y raíces. Desbroce y limpieza de terreno, por medios mecánicos, carga sobre camión					2,166.26	0.42	909.83
MOV002	m³ m³ Excavación mecánica en tierra vegetal. Excavación en terreno de consistencia floja, por medios mecánicos,carga y transporte.					3,503.74	4.87	17,063.21
MOV004	m³ m³ Relleno de suelo tolerable excavación Suelo tolerable procedente de la excavación incluso extendido y humectación.					1,690.00	1.87	3,160.30
MOV005	m³ m3 Relleno localizado con productos seleccionados procedentes de préstamos, extendido, humectación y compactación					382.82	3.14	1,202.05
MOV006	m² m² Compactado fondo de explanación sin aporte M2. Compactación de fondo de explanación, con apisonadora vibrante i/regado.					1,529.72	2.44	3,732.52
TOTAL 01.....								26,067.91
02	CONDUCCIONES							
SUBCAPÍTULO 02.01								
COENT001	m m Tubería polietileno PEAD 200/10 ATM Tubería de polietileno alta densidad,D=200 mm. apta para uso alimentario, presión 10 atm					104.83	49.93	5,234.16
COENT002	u Ud Ventosa automática trifuncional Ud. Ventosa automática triple efecto de DN 50 en red de distribución de agua potable, montaje					1.00	1,091.30	1,091.30
COENT003	u Ud Válvula de bola DN=200 mm.Ud. Válvula de bola de cierre elástico con acoplamiento para tubería de PVC 200mm,volante maniobra					2.00	514.28	1,028.56
COENT005	u Ud Pieza de conexión en T.Pieza de conexión en te de fundición dúctil, de bocas iguales, con tres bridas(pn-16), diámetro 200mm					1.00	332.54	332.54
COENT007	u Ud Caudalímetro electromagnético 250mm.Caudalímetro electromagnético de 250 mm de diámetro, Totalmente instalado y probado.					1.00	2,751.94	2,751.94
COENT008	u Ud Pozo de registro D=80 cm.H=1,6 m.Ud. Pozo de registro prefabricado de hormigón en masa con un diámetro interior de 90 cm					1.00	567.24	567.24
TOTAL SUBCAPÍTULO 02.01								11,005.74
SUBCAPÍTULO 02.02								
COSAL001	m m Tubería de polietileno PEAD 200/10 ATM.MI. Tubería de polietileno alta densidad de D=200 mm. apta para uso alimentario,presión					123.65	49.93	6,173.84
COSAL002	u Ud Sumidero de desagüe de fondo 40X40 CM.Ud. Sumidero de desagüe de fondo de 40x40cm. de hormigón HM-20 N/mm2.					1.00	143.12	143.12

COSAL004	u	Ud Valvula de retención Ud. Válvula de retención para tubería 200 mm, modelo BV-05-91 BELGICAST o similar colocada y probada	1.00	247.12	247.12
TOTAL SUBCAPÍTULO 02.02.....					6,564.08
TOTAL 02.....					17,569.82
03	ESTRUCTURAS				
EST001	m³	m³ Hormigón HM-15/B/40/I Hormigón en masa de resistencia 15/B/40/I N/mm², de consistencia blanda y tamaño máximo del árido 40 mm	147.36	60.23	8,875.49
EST002	kg	kg Acero en redondos B 500-SDAcero en redondos B 500-SD cortado, doblado, armado y colocado en obra, i/p.p. de mermas y despunte	76,531.09	1.00	76,531.09
EST003	m²	m² Encofrado metálico 2caras.Encofrado y desencofrado a dos caras con paneles metálicos de 5a10m² de superficie, con 20 posturas	852.11	27.74	23,637.53
EST004	m³	m³ Hormigón HA-30/B/20/ IV central.Hormigón para armar HA-30/P/20/ IV N/mm2, con tamaño máximo del áridode 20 mm., consistencia	1,518.47	103.74	157,526.08
EST006	u	Ud Tapa metálica 0.75x0.75 m acero inoxidable.Trampilla metálica acero inoxidable de doble hoja de 0.75x0.75m con bisagras y asa	3.00	260.12	780.36
EST007		Ud Pate polipropileno. Pate de prolipoleno, totalmente colocado.	18.00	9.52	171.36
TOTAL 03.....					267,521.91



04 IMPERMEABILIZACIÓN				
IMP001	m³	m³ Relleno grava filtr. con camión.M3. Relleno de grava filtrante de 40/80 mm. tamaño máximo, vertido desde camión	856.81	27.28
				23,373.78
IMP002	m	m Junta estanqueidad PVC 240 MM.MI. Junta de estanqueidad de PVC de 240 mm, colocada.	275.21	16.21
				4,461.15
IMP003	m²	m² Revestimiento impermeabilizante.Revestimiento impermeabilizante con mortero de cemento portland modificado	682.56	9.95
				6,791.47
IMP004	u	Ud Arqueta filtraciones 1,00x1,00x2,00 m.Arqueta para registro de filtraciones,excavación,hormigón en solera y alzado y armado	1.00	403.44
				403.44
TOTAL 04.....				35,029.84
05 REPOSICIÓN DE SERVICIOS				
REP001	t	t MBF. AF-12 i/emuls, filler y r. adher.Tm. Mezcla bituminosa en frío AF-12, incluso emulsión, filler y riego de imprimación	7.33	35.01
				256.62
REP002	m²	m² valla tipo carr.Cercado con enrejado metálico galvanizado tipo CARR o equivalente de 1,50 m de altura, trama 200/50	315.90	11.61
				3,667.60
REP003	m³	m³ Hormigón HA-25/P/20/Ila central.Hormigón en armado HA-25/P/20/Ila, consistencia plástica y tamaño máx arido 20mm	63.18	138.81
				8,770.02
TOTAL 05.....				12,694.24
TOTAL.....				358,883.72

ALTERNATIVA 2

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
01	MOVIMIENTO DE TIERRA							
MOV001	m² M² despeje y desbroce de arbustos, cultivos y raices. Desbroce y limpieza de terreno, por medios mecánicos, carga sobre camión					2,367.54	0.42	994.37
MOV002	m³ m³ Excavación mecánica en tierra vegetal. Excavación en terreno de consistencia floja, por medios mecánicos,carga y transporte.					3,765.98	4.87	18,340.32
MOV004	m³ m³ Relleno de suelo tolerable excavación Suelo tolerable procedente de la excavación incluso extendido y humectación.					2,108.00	1.87	3,941.96
MOV005	m³ m3 Relleno localizado con productos seleccionados procedentes de préstamos, extendido, humectación y compactación					1,803.27	3.14	5,662.27
MOV006	m² m² Compactado fondo de explanación sin aporte M2. Compactación de fondo de explanación, con apisonadora vibrante i/regado.					2,104.05	2.44	5,133.88
TOTAL 01.....								34,072.80
02	CONDUCCIONES							
SUBCAPÍTULO 02.01								
COENT001	m m Tubería polietileno PEAD 200/10 ATM Tubería de polietileno alta densidad,D=200 mm. apta para uso alimentario, presión 10 atm					196.44	49.93	9,808.25
COENT002	u Ud Ventosa automática trifuncional Ud. Ventosa automática triple efecto de DN 50 en red de distribución de agua potable, montaje					2.00	1,091.30	2,182.60
COENT003	u Ud Válvula de bola DN=200 mm.Ud. Válvula de bola de cierre elástico con acoplamiento para tubería de PVC 200mm,yolante maniobra					3.00	514.28	1,542.84

COENT005	u	Ud Pieza de conexión en T.Pieza de conexión en te de fundición dúctil, de bocas iguales, con tres bridas(pn-16), diámetro 200mm	1.00	332.54	332.54
COENT007	u	Ud Caudalímetro electromagnético 250mm.Caudalímetro electromagnético de 250 mm de diámetro, Totalmente instalado y probado.	1.00	2,751.94	2,751.94
COENT008	u	Ud Pozo de registro D=80 cm.H=1,6 m.Ud. Pozo de registro prefabricado de hormigón en masa con un diámetro interior de 90 cm	1.00	567.24	567.24
TOTAL SUBCAPÍTULO 02.01					17,185.41
SUBCAPÍTULO 02.02					
COSAL001	m	m Tubería de polietileno PEAD 200/10 ATM.ML Tubería de polietileno alta densidad de D=200 mm. apta para uso alimentario,presión	234.12	49.93	11,689.61
COSAL002	u	Ud Sumidero de desagüe de fondo 40X40 CM.Ud. Sumidero de desagüe de fondo de 40x40cm. de hormigón HM-20 N/mm2.	2.00	143.12	286.24
COSAL004	u	Ud Valvula de retención Ud. Válvula de retención para tubería 200 mm, modelo BV-05-91 BELGICAST o similar colocada y probada	2.00	247.12	494.24
TOTAL SUBCAPÍTULO 02.02					12,470.09
TOTAL 02.....					29,655.50

03	ESTRUCTURAS				
EST001	m³	m³ Hormigón HM-15/B/40/I Hormigón en masa de resistencia 15/B/40/I N/mm², de consistencia blanda y tamaño máximo del árido 40 mm	185.98	60.23	11,201.58
EST002	kg	kg Acero en redondos B 500-SDAcero en redondos B 500-SD cortado, doblado, armado y colocado en obra, i/p.p. de mermas y despunte	84,769.65	1.00	84,769.65
EST003	m²	m² Encofrado metálico 2caras.Encofrado y desencofrado a dos caras con paneles metálicos de 5a10m² de superficie, con 20 posturas	852.11	27.74	23,637.53
EST004	m³	m³ Hormigón HA-30/B/20/ IV central.Hormigón para armar HA-30/P/20/ IV N/mm2, con tamaño máximo del áridode 20 mm., consistencia	1,689.37	103.74	175,255.24



EST006	u	Ud Tapa metálica 0.75x0.75 m acero inoxidable.Trampilla metálica acero inoxidable de doble hoja de 0.75x0.75m con bisagras y asa			
			4.00	260.12	1,040.48
EST007		Ud Pate polipropileno. Pate de polipoleno, totalmente colocado.			
			21.00	9.52	199.92
TOTAL 03.....					296,104.40
04	IMPERMEABILIZACIÓN				
IMP001	m³	m³ Relleno grava fltr. con camión.M3. Relleno de grava filtrante de 40/80 mm. tamaño máximo, vertido desde camión			
			934.65	27.28	25,497.25
IMP002	m	m Junta estanqueidad PVC 240 MM.MI. Junta de estanqueidad de PVC de 240 mm, colocada.			
			312.65	16.21	5,068.06
IMP003	m²	m² Revestimiento impermeabilizante.Revestimiento impermeabilizante con mortero de cemento portland modificado			
			1,148.47	9.95	11,427.28
IMP004	u	Ud Arqueta filtraciones 1,00x1,00x2,00 m.Arqueta para registro de filtraciones,excavación,hormigón en solera y alzado y armado			
			1.00	403.44	403.44
TOTAL 04.....					42,396.03
05	REPOSICIÓN DE SERVICIOS				
REP001	t	t MBF. AF-12 i/emuls, filler y r. adher.Tm. Mezcla bituminosa en frío AF-12, incluso emulsión, filler y riego de imprimación			
			7.33	35.01	256.62
REP002	m²	m² valla tipo carr.Cercado con enrejado metálico galvanizado tipo CARR o equivalente de 1,50 m de altura, trama 200/50			
			315.90	11.61	3,667.60
REP003	m³	m³ Hormigón HA-25/P/20/Ila central.Hormigón en armado HA-25/P/20/Ila, consistencia plástica y tamaño máx arido 20mm			
			63.18	138.81	8,770.02
TOTAL 05.....					12,694.24
TOTAL.....					414,922.97

ALTERNATIVA 3

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Alternativa3

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
01	MOVIMIENTO DE TIERRA							
MOV001	m² M² despeje y desbroce de arbustos, cultivos y raices. Desbroce y limpieza de terreno, por medios mecánicos, carga sobre camión					2,025.00	0.42	850.50
MOV002	m³ m³ Excavación mecánica en tierra vegetal. Excavación en terreno de consistencia floja, por medios mecánicos,carga y transporte.					3,645.21	4.87	17,752.17
MOV004	m³ m³ Relleno de suelo tolerable excavación Suelo tolerable procedente de la excavación incluso extendido y humectación.					1,690.00	1.87	3,160.30
MOV005	m³ m3 Relleno localizado con productos seleccionados procedentes de préstamos, extendido, humectación y compactación					722.75	3.14	2,269.44
MOV006	m² m² Compactado fondo de explanación sin aporte M2. Compactación de fondo de explanación, con apisonadora vibrante i/regado.					1,366.80	2.44	3,334.99
TOTAL 01.....								27,367.40

02	CONDUCCIONES							
SUBCAPÍTULO 02.01								
COENT001	m m Tubería polietileno PEAD 200/10 ATM Tubería de polietileno alta densidad,D=200 mm. apta para uso alimentario, presión 10 atm					189.02	49.93	9,437.77
COENT002	u Ud Ventosa automática trifuncional Ud. Ventosa automática triple efecto de DN 50 en red de distribución de agua potable, montaje					2.00	1,091.30	2,182.60
COENT003	u Ud Válvula de bola DN=200 mm.Ud. Válvula de bola de cierre elástico con acoplamiento para tubería de PVC 200mm,volante maniobra					3.00	514.28	1,542.84
COENT005	u Ud Pieza de conexión en T.Pieza de conexión en te de fundición dúctil, de bocas iguales, con tres bridas(pn-16), diámetro 200mm					1.00	332.54	332.54
COENT007	u Ud Caudalímetro electromagnético 250mm.Caudalímetro electromagnético de 250 mm de diámetro, Totalmente instalado y probado.					1.00	2,751.94	2,751.94
COENT008	u Ud Pozo de registro D=80 cm.H=1,6 m.Ud. Pozo de registro prefabricado de hormigón en masa con un diámetro interior de 90 cm					1.00	567.24	567.24
TOTAL SUBCAPÍTULO 02.01								16,814.93

SUBCAPÍTULO 02.02

COSAL001	m m Tubería de polietileno PEAD 200/10 ATM.ML Tubería de polietileno alta densidad de D=200 mm. apta para uso alimentario,presión					216.51	49.93	10,810.34
COSAL002	u Ud Sumidero de desagüe de fondo 40X40 CM.Ud. Sumidero de desagüe de fondo de 40x40cm. de hormigón HM-20 N/mm2.					2.00	143.12	286.24
COSAL004	u Ud Valvula de retención Ud. Válvula de retención para tubería 200 mm, modelo BV-05-91 BELGICAST o similar colocada y probada					2.00	247.12	494.24
TOTAL SUBCAPÍTULO 02.02								11,590.82
TOTAL 02.....								28,405.75

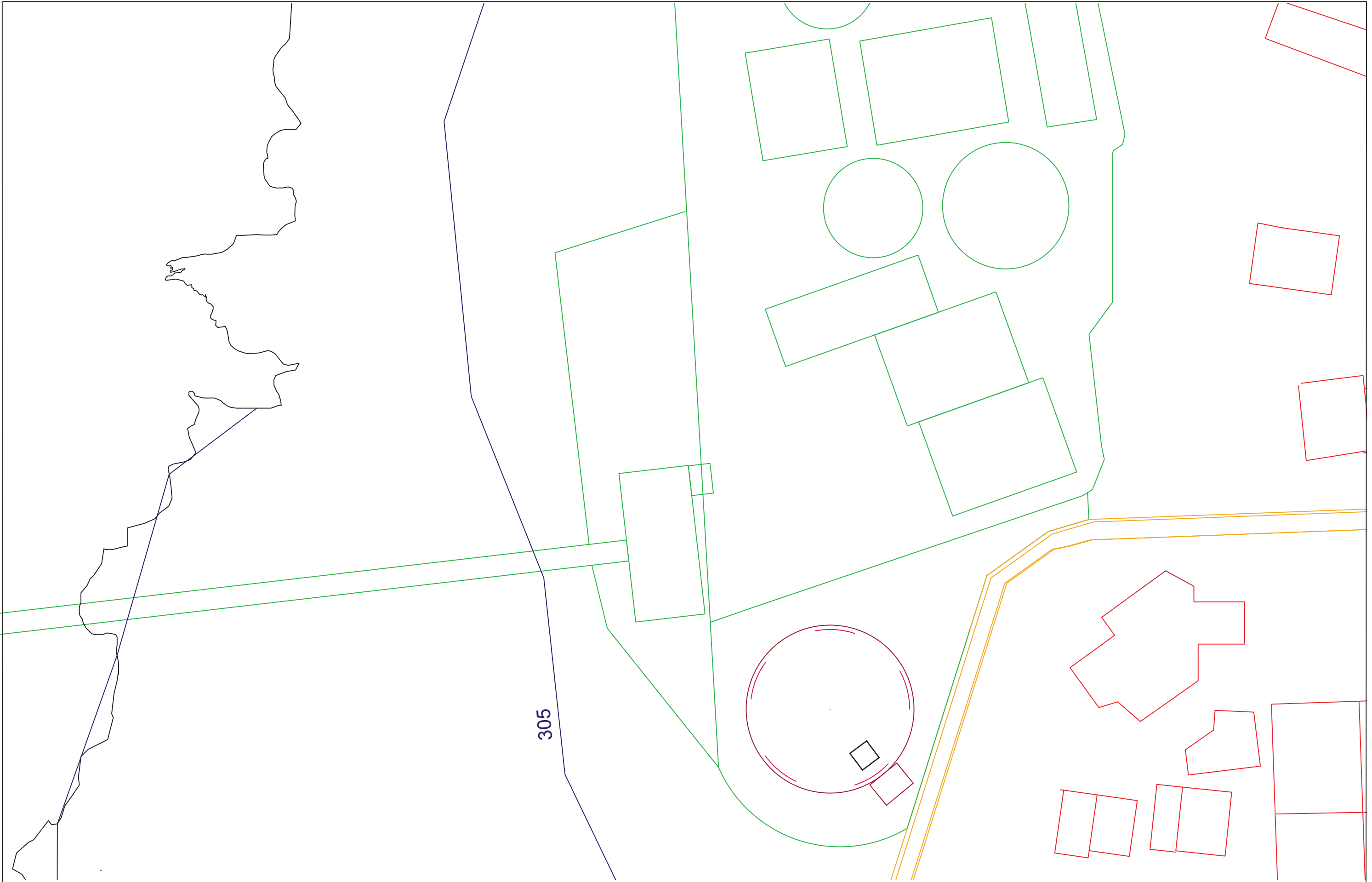
03	ESTRUCTURAS							
EST001	m³ m³ Hormigón HM-15/B/40/I Hormigón en masa de resistencia 15/B/40/I N/mm², de consistencia blanda y tamaño máximo del árido 40 mm					163.06	60.23	9,821.10
EST002	kg kg Acero en redondos B 500-SDAcero en redondos B 500-SD cortado, doblado, armado y colocado en obra, i/p.p. de mermas y despunte					74,980.61	1.00	74,980.61
EST003	m² m² Encofrado metálico 2caras.Encofrado y desencofrado a dos caras con paneles metálicos de 5a10m² de superficie, con 20 posturas					960.62	27.74	26,647.60
EST004	m³ m³ Hormigón HA-30/B/20/ IV central.Hormigón para armar HA-30/P/20/ IV N/mm2, con tamaño máximo del áridode 20 mm., consistencia					1,153.03	103.74	119,615.33
EST005	m² m² Forjado placa pref. ARRIKO 20+5M2. Forjado 20+5 cm.placas prefabricadas ARRIKO:20+ 5/120 AEH-500, 1,20m de anchura 20cm canto					1,297.46	52.42	68,012.85
EST006	u Ud Tapa metálica 0.75x0.75 m acero inoxidable.Trampilla metálica acero inoxidable de doble hoja de 0.75x0.75m con bisagras y asa					6.00	260.12	1,560.72
EST007	Ud Pate polipropileno. Pate de prolipoleno, totalmente colocado.					21.00	9.52	199.92
TOTAL 03.....								300,838.13




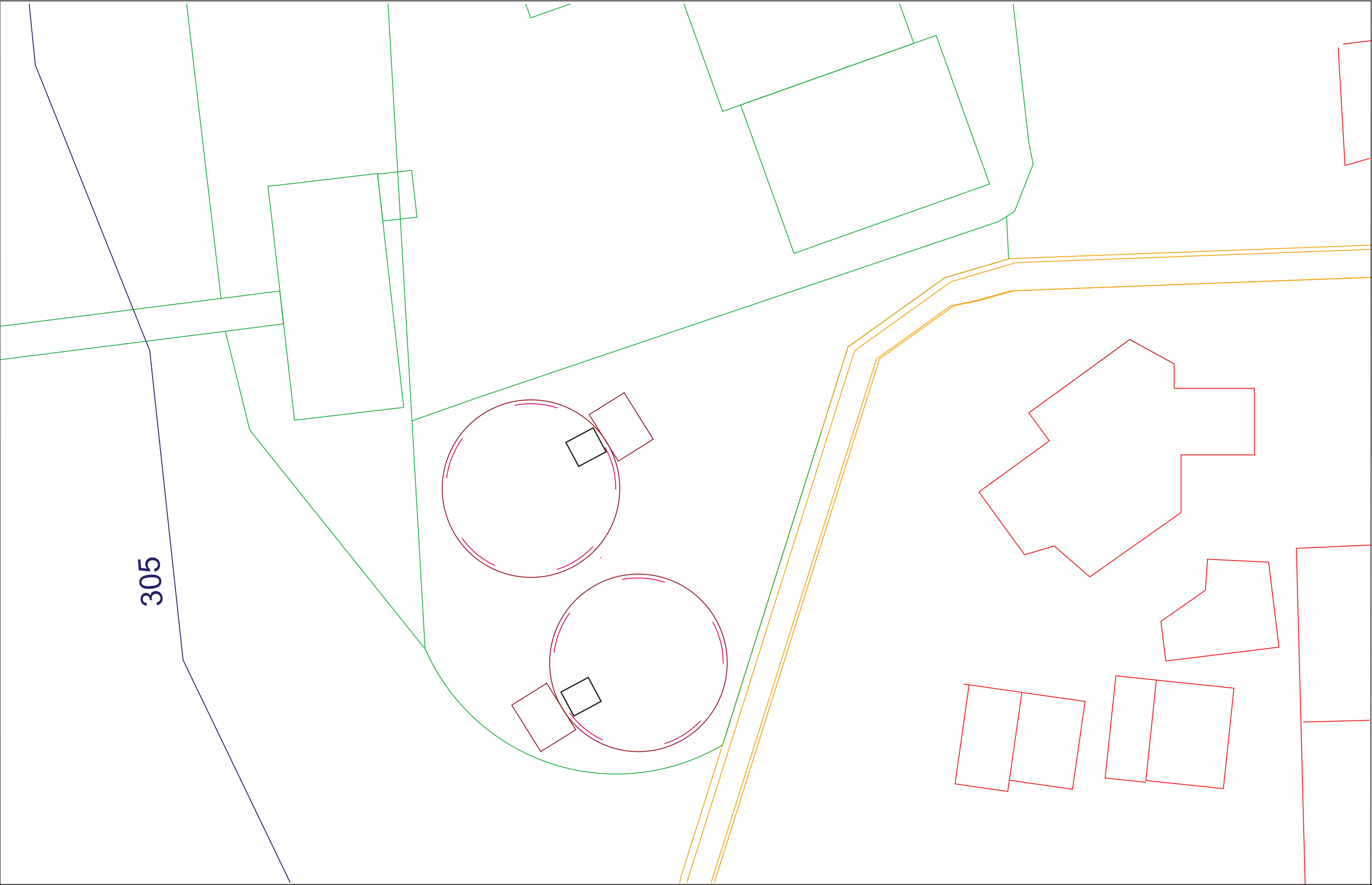
04 IMPERMEABILIZACIÓN				
IMP001	m³	m³ Relleno grava filtr. con camión.M3. Relleno de grava filtrante de 40/80 mm. tamaño máximo, vertido desde camión		
			1,056.67	27.28
IMP002	m	m Junta estanqueidad PVC 240 MM.MI. Junta de estanqueidad de PVC de 240 mm, colocada.		28,825.96
			230.60	16.21
IMP003	m²	m² Revestimiento impermeabilizante.Revestimiento impermeabilizante con mortero de cemento portland modificado		3,738.03
			765.10	9.95
IMP004	u	Ud Arqueta filtraciones 1,00x1,00x2,00 m.Arqueta para registro de filtraciones,excavación,hormigón en solera y alzado y armado		7,612.75
			1.00	403.44
TOTAL 04.....				40,580.18
05 REPOSICIÓN DE SERVICIOS				
REP001	t	t MBF. AF-12 i/emuls, filler y r. adher.Tm. Mezcla bituminosa en frío AF-12, incluso emulsión, filler y riego de imprimación		
			7.33	35.01
REP002	m²	m² valla tipo carr.Cercado con enrejado metálico galvanizado tipo CARR o equivalente de 1,50 m de altura, trama 200/50		256.62
			315.90	11.61
REP003	m³	m³ Hormigón HA-25/P/20/Ila central.Hormigón en armado HA-25/P/20/Ila, consistencia plástica y tamaño máx arido 20mm		3,667.60
			63.18	138.81
TOTAL 05.....				8,770.02
TOTAL.....				12,694.24
TOTAL.....				409,885.70




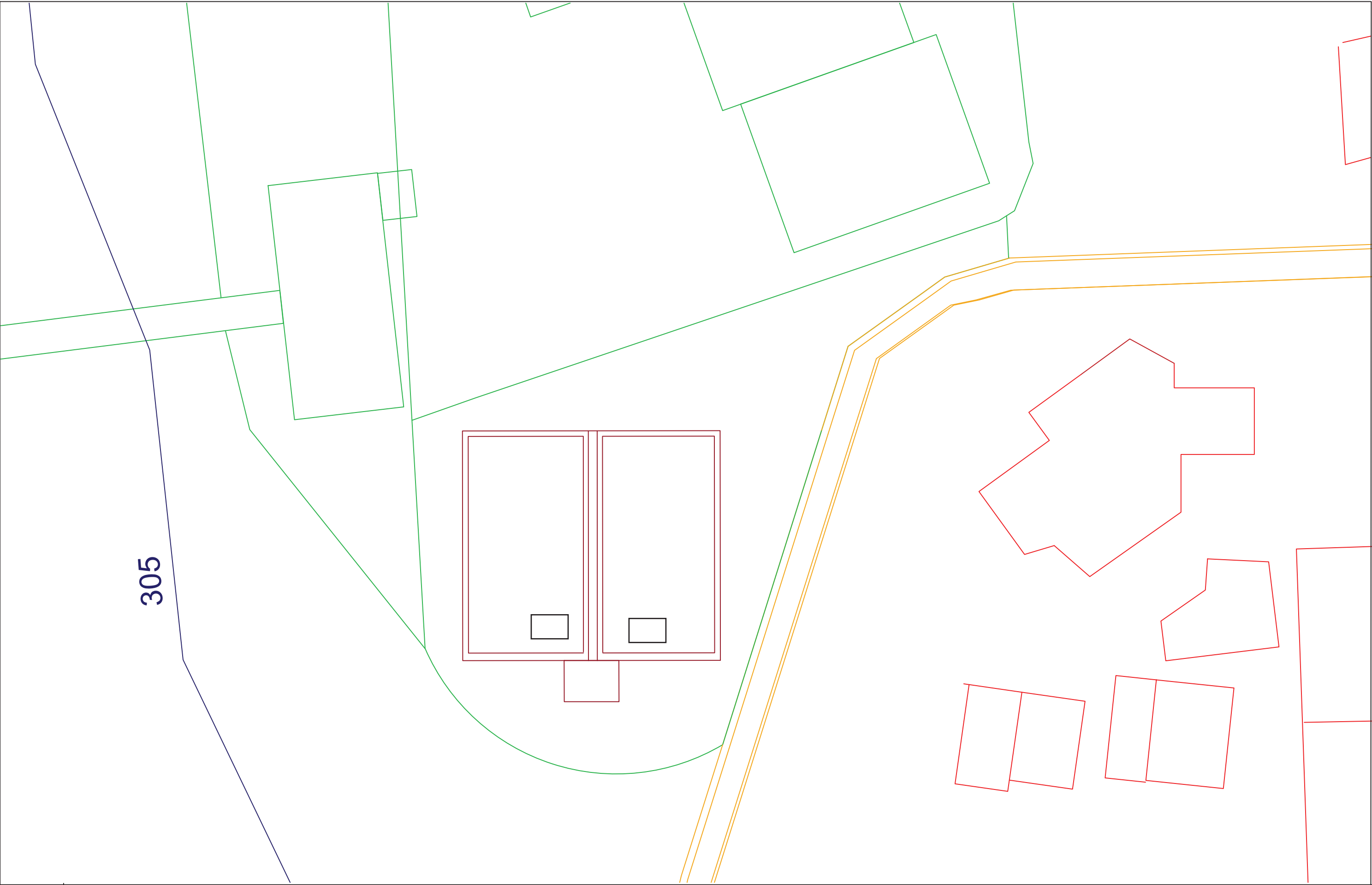
APÉNDICE. PLANOS DE ALTERNATIVAS



	E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS UNIVERSIDAD DA CORUÑA	Autor del proyecto: PILAR SEIJAS MORATÓ	Título del plano: ALTERNATIVA1	Fecha: OCTUBRE 2015	Leyenda:
	Título del proyecto: DEPÓSITO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN KINTAMBO (KINSHASA)	Firma:	Escala:	Nº de plano: 10	



	E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS UNIVERSIDAD DA CORUÑA	Autor del proyecto: PILAR SEIJAS MORATÓ	Título del plano: ALTERNATIVA 2	Fecha: OCTUBRE 2015	Leyenda:
	Título del proyecto: DEPÓSITO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN KINTAMBO (KINSHASA)	Firma:	Escala:	Nº de plano: 11	



	E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS UNIVERSIDAD DA CORUÑA	Autor del proyecto: PILAR SEIJAS MORATÓ	Título del plano: ALTERNATIVA3	Fecha: OCTUBRE 2015	Leyenda:
	Título del proyecto: DEPÓSITO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN KINTAMBO (KINSHASA)	Firma:	Escala:	Nº de plano: 12	



ANEJO N°4: PREDIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS



ANEJO Nº4: PREDIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. BASES DE CÁLCULO
 - 2.1. NORMATIVA UTILIZADA
 - 2.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES
 - 2.3. ACCIONES CONSIDERADAS
 - 2.4. COMBINACIÓN DE ACCIONES
3. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ALTERNATIVA
4. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL ALTERNATIVA 3
 - 4.1. DISEÑO DE LAS PAREDES
 - 4.2. CÁLCULO DEL MURO
 - 4.3. CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN
 - 4.4. CÁLCULO DE LA CUBIERTA
5. LONGITUD DE ANCLAJE Y SOLAPE
6. CÁMARA DE VÁLVULAS

1. INTRODUCCIÓN

En el presente anejo, se realiza el diseño estructural de la alternativa 3 del depósito de hormigón armado situado en la comuna Kintambo (Kinshasa). Se pretende explicar paso a paso los cálculos realizados, justificando las decisiones adoptadas y aportando aclaraciones y observaciones que hagan más fácil la comprensión de los modelos de cálculos propuestos.

Así mismo se incorpora al anejo un estudio de soluciones para la cimentación de la obra, además de los resultados obtenidos para cada uno de los elementos estructurales propuestos, desarrollados de acuerdo a la normativa aplicable.

2. BASES DE CÁLCULO

Con el objetivo de hacer numéricamente viables los cálculos se establecerán una serie de hipótesis simplificadas como se verá posteriormente en los modelos propuestos.

Es de gran importancia contrastar los resultados obtenidos en los diferentes modelos. Comprobando la similitud de los mismos se evitará cometer errores estructurales y por tanto, posibilitará que el funcionamiento real de la estructura sea el adecuado.

2.1. Normativa utilizada

El anteproyecto está ubicado en la República Democrática del Congo por lo que la Normativa a seguir sería la propia del país. Debido a la dificultad para encontrar una legislación y/o normativa correspondientes a la construcción, la edificación y el hormigón propias de la R.D.C, ya sea por verdadera inexistencia de las mismas o por la falta de recursos por parte del autor, se ha decidido utilizar la normativa española vigente.

Para la elaboración de este anejo se ha seguido lo propuesto por la normativa que a continuación se expone:

- ❖ Ministerio de Fomento. “EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural”, de 2008.
- ❖ Ministerio de Fomento. “Documentos CTE. Código Técnico de la Edificación”, Documento Básico SE-AE. Seguridad Estructural de Acciones en la edificación, de Abril 2009.
- ❖ Ministerio de Fomento. “Documentos CTE. Código Técnico de la Edificación”, Documento Básico SE-C. Seguridad estructural en Cimientos, de 2007.

2.2. Características de los materiales

Los materiales propuestos han sido seleccionados con el objetivo de cumplir los requisitos de durabilidad que la obra requiere de acuerdo con las características de la misma, así como con las del entorno en el que se encuentra.

2.2.1. Hormigón

Para la elección del hormigón hay que definir el tipo de ambiente al que está sometido el elemento estructural que está definido por las clases de exposición frente a la corrosión de las armaduras y otros procesos de degradación distintos.

Como se trata de un depósito de agua potable se toma como clase de exposición aquella definida para instalaciones en contacto con el agua, con cloruros de origen diferente al marino: un ambiente IV. La resistencia mínima característica recomendada en función de los requisitos de durabilidad es de 30 N/mm^2 . El hormigón viene definido por distintas características que están detalladas en el Anejo 3 ‘Estudio de alternativas’. La designación del hormigón con el que se tratará es un hormigón HA-30/F/20/IV.

2.2.2. Acero

Para la elección del tipo de acero se tiene en cuenta que la armadura pasiva se dispone en barras rectas de acero corrugado soldable del tipo B500 S y con límite elástico de $f_yk = 500 \text{ N/mm}^2$, más usuales y con mayor facilidad de encontrar en el mercado.

2.2.3. Otros materiales

- Una capa de gravas colocada sobre la cubierta para proteger la capa aislante que se encuentra debajo. Excepcionalmente también se dispondrá gravas en las zanjas existentes bajo las juntas dispuestas en la losa de cimentación, con el objetivo de drenar las pérdidas de agua hacia los tubos dren.
- Tubos dren para el adecuado drenaje de aguas. Se usan tubos de PVC y polietileno (PEAD) con pequeñas ranuras para drenar.
- Capa de 10 cm de hormigón de limpieza HL-150/B/20.
- Impermeabilizante.
- Geotextil para impermeabilizar la cubierta y canalizar las aguas hacia los extremos del depósito. También utilizado en las zanjas de drenaje y en el trasdós de los distintos muros.
- Apoyo elastómero longitudinal.



2.3. Acciones consideradas

A continuación se van a señalar las acciones a tener en cuenta para el diseño de la estructura. Se van a clasificar en acciones permanentes, variables y accidentales dependiendo de la intensidad con la que actúan, de su variación en el espacio y de su variación en el tiempo.

2.3.1. Acciones permanentes.

Son las que actúan de forma constante en magnitud, posición y dirección. Entre ellas destacan las siguientes:

- Peso propio de elementos estructurales. Todos ellos ejecutados con hormigón armado. Peso específico del hormigón: $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$
- Peso propio de la cubierta. Formada por una cubierta tipo placa alveolar, con una capa de compresión de hormigón de 5 cm y sobre esta una capa de gravas de 10 cm de espesor.
Peso placa y capa de hormigón de compresión = 4.67 KN/m^2
Peso específico de gravas = 17 KN/m^3
- Empuje del terreno. Se debe tener en cuenta la disposición semienterrada del depósito en cuestión. La superficie inferior de la losa de cimentación se encuentra a una cota de -3.4 m. Las características geotécnicas del terreno son las siguientes:
Peso específico de gravas: $\gamma_t = 23 \text{ KN/m}^3$ (tras compactar).
 $\phi = 25^\circ$
 $C = 0$
 $K_0 = (1 - \sin \phi) = 0.58$

Siendo, ϕ ; Angulo de rozamiento interno del terreno. K_0 = coeficiente de empuje del terreno al reposo.

2.3.2. Acciones permanentes de valor no constante.

Actúan en todo momento sobre la estructura pero con magnitud variables.

- Acciones térmicas y reológicas. Se corrigen dotando a la estructura de una serie de juntas. Además el CTE SE- AE (punto 3.4.1) estipula que no será necesario el estudio de las acciones térmicas y reológicas para muros con dimensiones inferiores a 40 metros o con juntas de dilatación separadas a una distancia inferior.

2.3.3. Acciones variables.

Son las que presentan variaciones en su magnitud, posición o dirección. Entre ellas las más importantes son:

- Sobrecarga de uso sobre la cubierta. Según el CTE Documento Básico SE-AE (tabla 3.1) tenemos los siguientes valores característicos para una cubierta con categoría de uso F (no transitable y accesible sólo privadamente):
 $Q_{scu} = 1 \text{ KN/m}^2$ carga uniformemente repartida.
 $Q_{scu} = 2 \text{ KN}$ de carga concentrada.
Siendo la primera de las sobrecargas más determinante para el que se trata.
- Tráfico de maquinaria en trasdós del muro. Provocara un empuje sobre el mismo mediante una carga uniformemente repartida.
 $Q = 10 \text{ KN/m}^2$
- Empuje hidrostático. Ley de presiones triangular que actuará en una altura igual a la altura del agua sobre el muro, despreciando el resguardo de 0.5 m que en servicio se debe respetar, provocando así una situación más desfavorable.
Peso específico del agua: $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$
- Viento. No se considera la acción del viento sobre la estructura. Despreciando este por la tipología semienterrada del depósito, y la magnitud despreciable de esta acción.

2.3.4. Acciones accidentales.

Son las debidas a un suceso fortuito. Su probabilidad de actuación es pequeña pero de gran importancia.

- Sismo. en el caso que se trata no se tendrá en cuenta la acción del sismo, tal y como se explica en el Anejo de 'Estudio geológico y geotécnico'.

El problema más habitual y por lo tanto condicionante en los depósitos de agua, es la aparición de fisuras debidas a los esfuerzos. Según la EHE-08 las aberturas características de fisura para la clase de exposición seleccionada anteriormente no pueden superar la abertura máxima $w_{\text{máx.}} = 0,2 \text{ mm}$. Por ello será necesario hacer siempre las comprobaciones relativas al Estado Límite de Fisuración.

2.4. Combinación de acciones

Para la comprobación del Estado Límite Ultimo se seguirá lo establecido en la instrucción EHE 08 (artículo 13). La combinación de acciones se definirá de acuerdo a los siguientes criterios:

— Situaciones permanentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

— Situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_A A_k + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

— Situaciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Por otro lado para la comprobación de los Estados Límites de Servicio se considera únicamente la situación de proyecto cuasi permanente, pues es la que se necesita para comprobar el Estado Límite de Servicio frente a fisuración. En este caso la combinación de acciones se definirá de acuerdo a los siguientes criterios:

— Combinación poco probable o característica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

— Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

— Combinación cuasipermanente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Excepcionalmente para esta tipología de estructuras, no se tendrán en cuenta coeficientes de combinación, debido a la importante incidencia de la fisuración para el caso estudiado.

Para el cálculo de los esfuerzos se estudiará el caso más desfavorable, que es el del depósito lleno.

3. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ALTERNATIVA

❖ Alternativa 3

Se ha elegido un depósito rectangular con una planta de 33,4 x 30,5 metros y una altura de agua de 7 metros. Se construirá con un resguardo de 0,5 metros. Estará dividido en dos vasos mediante un muro divisorio de 0,6 metros de ancho. El depósito estará semienterrado. Se cubrirá con placas alveolares.

El depósito está formado por dos celdas rectangulares de capacidad unitaria 3522,75 m³, de dimensiones interiores 16,5 x 30,5 m cada una, abastecidos por una única arqueta de entrada al depósito, en la cual se derivan dos tuberías de abastecimiento, una para cada celda.

La arqueta de salida del depósito contendrá las dos tuberías de desagüe de fondo del depósito con sendas válvulas de retención hasta la conducción de vaciado del depósito.

El depósito está compuesto por un cerramiento perimetral y una pared intermedia que separa las dos celdas del depósito, los cuales se ha diseñado con muros de 60 cm de espesor de hormigón armado.

El forjado de la cubierta es de placas alveolares, consta de un canto de 25 cm, con capa de compresión de 5 cm. Este forjado está apoyado en la coronación de los muros mediante neoprenos.

La cimentación está diseñada como una losa de cimentación con talón. Además el cerramiento del vaso del depósito se realiza mediante pequeña losa apoyada sobre el terreno con transición en las zonas que se junta con los elementos de cimentación.

En cuanto a la tierra que hay que excavar, debido a la geometría, será menor volumen que las anteriores alternativas. El volumen total es de 4573,8 m³, ya que estará enterrado hasta la mitad de su altura, 3,5 m.

4. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL ALTERNATIVA 3

4.1. Diseño de las paredes

En lo referido al espesor de pared a considerar en un depósito de hormigón armado, Jiménez Montoya et al (1987) aconseja que se adopte para depósitos rectangulares un valor en el entorno de:

$h = 0,10 \cdot H_w$; $h = 0,10 \cdot 7 = 0,7$ en este caso se intentará reducir 10 cm.

En cualquier caso, se desaconseja por razones constructivas que este espesor sea menor de 30 cm, ya que de otra manera no entraría el tubo de la bomba de hormigonado.

4.2. Cálculo del muro

En primer lugar, se dimensionará el alzado del muro con la ayuda de una hoja Excel. Se estudia el muro como una ménsula empotrada con movimiento libre en la coronación, ya que la cubierta se encuentra apoyada en el muro mediante elementos de neopreno elastómero que, en cierta medida permiten el movimiento. De esta manera seleccionando la hipótesis más desfavorable para el dimensionamiento del muro estaremos quedando del lado de la seguridad. Para esto se dividirá el muro en secciones cada metro para poder hacer un correcto análisis y poder optar a la solución más adecuada.

Para la obtención de esfuerzos se utilizará la siguiente formulación:

Esfuerzo cortante: $Q(x) = -\frac{p \cdot x^2}{2 \cdot l}$

Esfuerzo flector: $M(x) = \frac{p \cdot x^2}{6 \cdot l}$

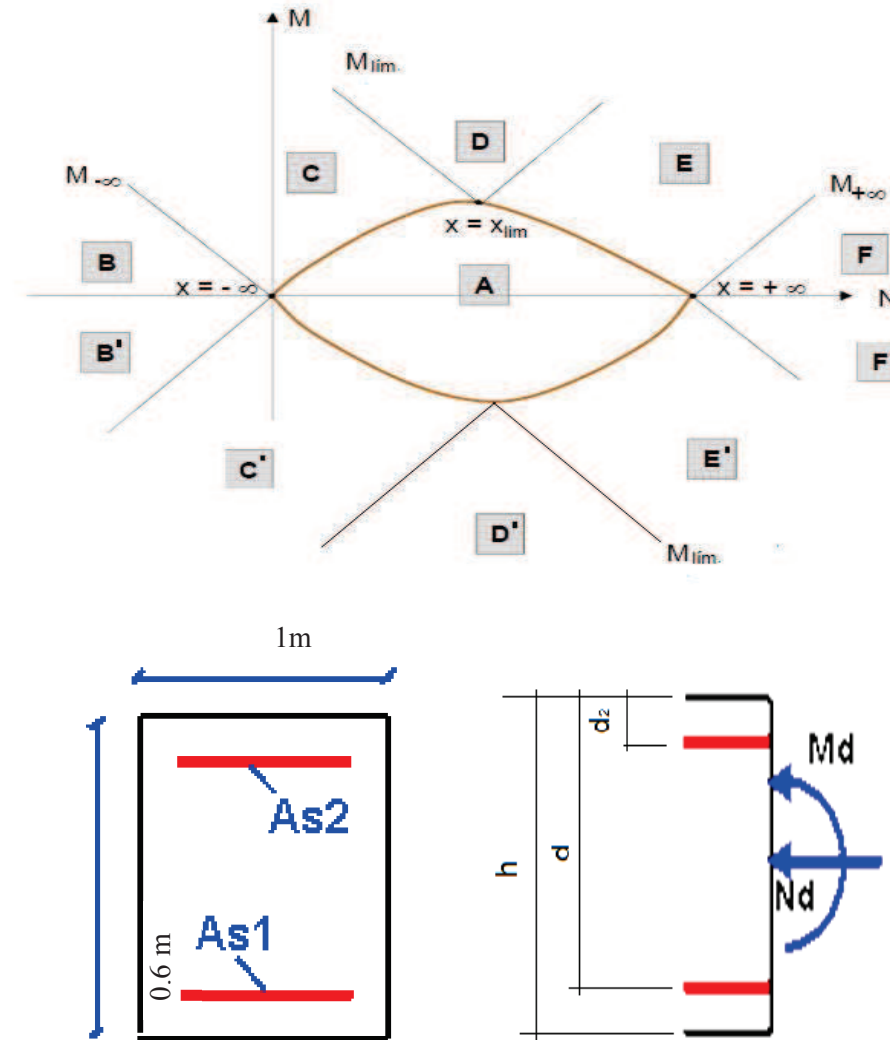
Cortante máximo	
$-\frac{p \cdot x^2}{2 \cdot l}$	
x	V
0	0
1	-7.5
2	-30
3	-67.5
4	-120
5	-178.1
6	-230.8
7	-283.6

Cortante mínimo	
$-\frac{p \cdot x^2}{2 \cdot l}$	
x	V
0	0
1	-7.5
2	-30
3	-67.5
4	-120
5	-186.1
6	-257.6
7	-333.1

Flector máximo	
$\frac{p \cdot x^2}{6 \cdot l}$	
x	M
0	0
1	-2.5
2	-20
3	-67.5
4	-160
5	-312.2
6	-520.4
7	-781.3

Flector mínimo	
$\frac{p \cdot x^2}{6 \cdot l}$	
x	M
0	0
1	-2.5
2	-20
3	-67.5
4	-160
5	-312.2
6	-533.8
7	-828.9

Una vez realizadas las combinaciones de acciones y obtenidos los esfuerzos, han de obtenerse los momentos límites en X_{lim} y también los momentos de diseño en las armaduras para poder determinar la posición del hormigón armado en el diagrama momento-axil. Para hacerlos, se seguirá el siguiente esquema:



$$M_{1d} = M_d - N_d \left(\frac{h}{2} - d \right)$$

$$M_{2d} = M_d - N_d \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)$$

$$\frac{x_{lim}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d_{hip}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}} \Rightarrow x_{lim} = \frac{3.5}{2.17 + 3.5} d = 0.617 d = 325 \text{ mm}$$

$$M_{lim} = f_{cd} b y_{lim} \left(d - \frac{y_{lim}}{2} \right) = 1237.08 \text{ KNm}$$

Se realizan los cálculos para cada una de las secciones del muro con los esfuerzos más desfavorables, quedando así:

Md1 (KNm)	Md2 (KNm)	Mlim (KNm)
-14.15	15.59	1235.52
-21.24	18.14	1235.52
-43.30	5.67	1235.52
-95.39	-36.77	1235.52
-192.45	-124.24	1235.52
-349.24	-271.39	1235.52
-575.41	-487.96	1235.52
-875.09	-778.00	1235.52

Como se puede observar, en todas las secciones $M_d < M_{lim}$ por lo que no es necesario disponer de armadura a compresión.

Se calcula la cuantía de armadura traccionada a partir de los siguientes criterios: $\mu_u = M_d$, y $\mu_u = 0$. Cuando $x > x_{lim}$, el hormigón está agotado a compresión, por lo que se puede adoptar el diagrama rectangular, y el acero está plastificado.

$$M_d = f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d - y/2)$$

$$\mu_u = f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

x	Md	y	As (mm2)
0	14.15	1.34	61.82
1	21.24	2.02	92.86
2	43.30	4.12	189.72
3	95.39	9.13	419.95
4	192.45	18.59	855.04
5	349.24	34.25	1575.50
6	575.41	57.76	2657.16
7	875.09	90.88	4180.31

4.2.1. Dimensionamiento frente a agotamiento por cortante

De forma general, en este tipo de estructuras la propia sección del hormigón es capaz de resistir los esfuerzos por cortante. Es necesario un buen dimensionamiento del espesor de la sección para evitar la disposición de armadura a cortante.

Primero se comprueba que el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma sea mayor que el cortante de cálculo solicitante en la estructura:

$$V_{u1} \geq V_d$$

$$V_{u1} = k \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\theta}$$

Cortante		
x	Vd	Vu1
		$0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d$
0	0	3180
1	7.5	3180
2	30	3180
3	67.5	3180
4	120	3180
5	186.1	3180
6	257.6	3180
7	333.1	3180

Por lo tanto se cumple la condición impuesta. A continuación se va a comprobar el criterio del cortante: se coloca espesor suficiente para que, con una cuantía razonable de armadura a flexión, no sea necesario disponer de armadura transversal.

$$V_d < V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0.15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$

Siendo,

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm² de valor $f_{cv} = f_{ck}$.

f_{ck} : Resistencia a compresión del hormigón en N/mm².

σ'_{cd} : Tensión axial media en el alma de la sección.

ξ : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm²

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

b_0 : Ancho de la sección a analizar.

d : Canto útil.

A_s : armadura a tracción finalmente dispuesta.

A_p : armadura activa, para el caso $A_p = 0$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0,30f_{cd} > 12MPa$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) < 2,0 \quad \text{con } d \text{ en mm.}$$

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 d} \leq 0,02$$

Cortante			
x	Vd	As	Vu2
0	0	1104	189
1	7.5	1104	189
2	30	1104	189
3	67.5	1104	189
4	120	1154	192
5	186.1	1851	225
6	257.6	2801	269
7	333.1	4013	336

Se realiza este cálculo para las distintas secciones y se observa que de nuevo se cumple el criterio para todas las secciones por lo que el armado que se va a disponer es el mínimo marcado por la EHE.

4.2.2. Mínimos geométricos y mecánicos.

En primer lugar para la obtención de la armadura mínima mecánica se sigue lo especificado por la instrucción EHE-08. Para secciones rectangulares de hormigón armado en flexión simple cuando la resistencia del hormigón es inferior a 50 N/mm², la expresión que proporciona la armadura la da la siguiente formula simplificada.

$$A_s \geq 0,04A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Siendo,

As; armadura mínima mecánica.

Ac; área eficaz del hormigón.

fcd; resistencia de cálculo del hormigón.

fyd; resistencia de cálculo del acero.

En segundo lugar la armadura mínima geométrica se obtiene a partir de la siguiente tabla de la instrucción (tabla 42.3.5).

d	530	mm		
recubrimiento	35	mm		
diámetro	16	mm		
b0	1000	mm		
γ c	1.5			
ρ1	0.00208302	0.02	0.00208302	
As	1104	mm ²		
fcv	30	N/mm ²		
ξ	1.61429512	2	1.61429512	
σ	No se tiene en cuenta en este caso			
β	1			
Vu2	189.11	KN		

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Teniendo en cuenta las especificaciones que se dan para el punto 1 en losas y para el punto 5 cuando se estudie el caso de muros:

(1). Las especificaciones marcadas para losas son:

- Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

(5). Las especificaciones marcadas para muros son:

- La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se dispone en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos debe disponer el 50 % en cada cara.
- Para la colocación de la armadura horizontal también se hace referencia a lo indicado en esta tabla.

A continuación se hallarán las cuantías mínimas del muro siguiendo la siguiente expresión:

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_0$$

$A_{\min} = 169.01 \text{ mm}^2/\text{m}$ para todas las secciones.

A continuación se comprueban las cuantías mínimas:

- Cuantía mínima geométrica: teniendo en cuenta la tabla 42.3.5 de la EHE: $0.9 A_c$

$$A_{\min, \text{geo}} = 0.9 \cdot 1000 \cdot 600 / 1000 = 540 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mínima mecánica: $0.04 \cdot f_{cd} / f_{yd}$

$$A_{\min, \text{mec}} = 0.04 \cdot 1000 \cdot 600 \cdot 20 / 434 = 1105.99 \text{ mm}^2$$

Según el artículo 42 de la EHE es necesario disponer de armadura horizontal en las dos caras de la sección del alzado del muro:

- Cuantía mínima geométrica: teniendo en cuenta la tabla 42.3.5 de la EHE: $3.2 A_c$

$$A_{\min, \text{geo}} = 3.2 \cdot 1000 \cdot 600 / 1000 = 1920 \text{ mm}^2$$

Esta cuantía está calculada para ambas caras por lo que en cada cara del alzado la cuantía mínima es 960 mm^2 .

La siguiente tabla muestra un resumen de los resultados obtenidos:

ARMADURA VERTICAL (flexión simple) (mm ²)				
Tracción SECCIÓN	NECESARIA	MÍNIMA MECÁNICA	MÍNIMA GEOMÉTRICA	REAL A DISPONER
0	61.82	1105.99	540	1105.99
1	92.86	1105.99	540	1105.99
2	189.72	1105.99	540	1105.99
3	419.95	1105.99	540	1105.99
4	855.04	1105.99	540	1105.99
5	1575.50	1105.99	540	1575.50
6	2657.16	1105.99	540	2657.16
7	4180.31	1105.99	540	4180.31
Compresión SECCIÓN	NECESARIA	MÍNIMA MECÁNICA	MÍNIMA GEOMÉTRICA	REAL A DISPONER
0	0	1105.99	960	1105.99
1	0	1105.99	960	1105.99
2	0	1105.99	960	1105.99
3	0	1105.99	960	1105.99
4	0	1105.99	960	1105.99
5	0	1105.99	960	1105.99
6	0	1105.99	960	1105.99
7	0	1105.99	960	1105.99

Redondos dispuestos por cálculo:

Se tantea con $\phi = 16$ mm y con $\phi = 20$ mm

Tracción SECCIÓN	ϕ	nº Barras	Compresión SECCIÓN	ϕ	nº Barras
0	16	6	0	16	6
1	16	6	1	16	6
2	16	6	2	16	6
3	16	6	3	16	6
4	16	6	4	16	6
5	16	8	5	16	6
6	16	14	6	16	6
7	16	21	7	16	6

Tracción SECCIÓN	ϕ	nº Barras	Compresión SECCIÓN	ϕ	nº Barras
0	20	4	0	20	4
1	20	4	1	20	4
2	20	4	2	20	4
3	20	4	3	20	4
4	20	4	4	20	4
5	20	6	5	20	4
6	20	9	6	20	4
7	20	14	7	20	4

Con un diámetro de 16mm las secciones 5, 6 y 7 necesitan muchas barras, lo que hace que el espacio entre ellas sea muy pequeño e inviable.

Con el diámetro de 20 cm esto solo ocurre en la sección 7 donde se podrían colocar las barras en dos filas para evitar este inconveniente (si se aumenta la el diámetro la reducción de barras no será tan notable y el espacio entre ellas será incluso menor).

Por lo tanto se elegirá la opción del $\phi = 20$ mm.

En el muro divisorio las cuantías son semejantes a las del muro exterior. Sobre este no repercute el empuje del terreno, únicamente en la zona perimetral; pero los redondos dispuestos son los mismos ya que cumplen las cuantías mínimas de dicho muro.

SECCIONES	As (cm ²)
0	3.089
1	3.756
2	5.046
3	7.823
4	12.135
5	19.432
6	30.556
7	42.798

Estas no son las cuantías definitivas, sino las necesarias por cálculo, pues existen secciones cuyo armado viene condicionado por el Estado Límite de Servicio frente a Fisuración.



En los cálculos de este apartado el esfuerzo axial tiene poca incidencia, lo que se comprueba en el diagrama de interacción axil momento. Por lo tanto el esfuerzo determinante para el dimensionamiento de la armadura a tracción es el momento. Por eso se pueden realizar los cálculos a flexión simple.

4.2.3. Comprobación Estado Límite de Fisuración

A la hora de diseñar un depósito tiene gran importancia la comprobación del estado límite de servicio de fisuración. Para ello se tendrán en cuenta los esfuerzos más desfavorables para estar por el lado de la seguridad. Los cálculos se harán en base a la normativa EHE-08.

Las características de la sección del muro a tener en cuenta son:

- Dimensiones de la sección, 0.6 metros de canto por 1 m en la dirección longitudinal.
- Recubrimiento de la armadura longitudinal de 40 mm, para un recubrimiento mínimo de 35 mm y un incremento de 5 mm, para control intenso de estructura ejecutada "in situ"
- Dato de la armadura a tracción colocada, también necesario para realizar la comprobación.

La comprobación general de Fisuración por tracción consiste en satisfacer: $w_k \leq w_{max}$. Siendo $w_{max}=0.2\text{mm}$.

La abertura característica se calculará mediante la siguiente expresión: $w_k = \beta s_m \varepsilon_m$ siendo β un coeficiente que adopta el valor 1.7 para acciones directas.

$$s_m = 2c + 0.2s + 0.4k_1 \frac{\phi A_{c,eficaz}}{A_s} \quad \varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

FISURACIÓN

Ec	28577	As(mm2)	5890.5
n	6.999	As'(mm2)	1105
lh (m4)	0.02024		
fct,m	2.90		
	1		
fct,fl,m	2.90		
Mfis(Kn m)	195.37		

$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_m$ 0.1657 < 0.2mm si no: dimensionamiento insuficiente

β 1.7
 $s_m = 2c + 0.2s + 0.4k_1 \cdot \phi \cdot A_{c,ef}/A_s$

c	40				
s	100	separación entre barras			
k1	0.125				
ϕ	20	diámetro más grueso			
Ac,ef	150000				
As	5890				
sm	125.47	nº barras	24		
		st=	21.7391	<	1.25 TMA
ε_m					NO
σ_s	173.32				
σ_{sr}	78.827				
k2	0.5				
coeficiente	0.90	0.4			
max	0.90				
ε_m	0.0008				

Con barras de diámetro 20mm no se cumple la separación transversal por lo que se prueba con un diámetro de 25mm.

FISURACIÓN

Ec	28577	As(mm2)	5890.5
n	6.999	As'(mm2)	1105
lh (m4)	0.02024		
fct,m	2.90		
	1		
fct,fl,m	2.90		
Mfis(Kn m)	195.37		

$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_m$ 0.1741 < 0.2mm si no: dimensionamiento insuficiente

β 1.7
 $s_m = 2c + 0.2s + 0.4k_1 \cdot \phi \cdot A_{c,ef}/A_s$

c	40				
s	100	separación entre barras			
k1	0.125				
ϕ	25	diámetro más grueso			
Ac,ef	150000				

As	5890	comprobación separación transversal		
sm	131.83	nº barras	18	
		st=	30.8824	< 1.25 TMA SÍ
εm				
σs	173.32			
σsr	78.827			
k2	0.5			
coeficiente	0.90	0.4		
max	0.90			
εm	0.0008			

Se observa que sí cumple la condición de abertura mínima.

4.3. Cálculo de la cimentación

4.3.1. Estudio de soluciones

4.3.1.1. Losa de cimentación

Se emplea una losa de cimentación en lugar de zapatas cuando:

- 1) La superficie de zapatas supera el 50% de la superficie total. Esta circunstancia se produce, generalmente, cuando se trata de edificios altos (más de 10 plantas) o cuando las capacidades portantes: $q_{adm} < 150$ kPa.
- 2) Cuando se requiere un recinto estanco (sótanos, parking subterráneos, diques secos...)
- 3) Cuando se usan cimentaciones compensadas.
- 4) Cuando se quieren reducir los asientos diferenciales.

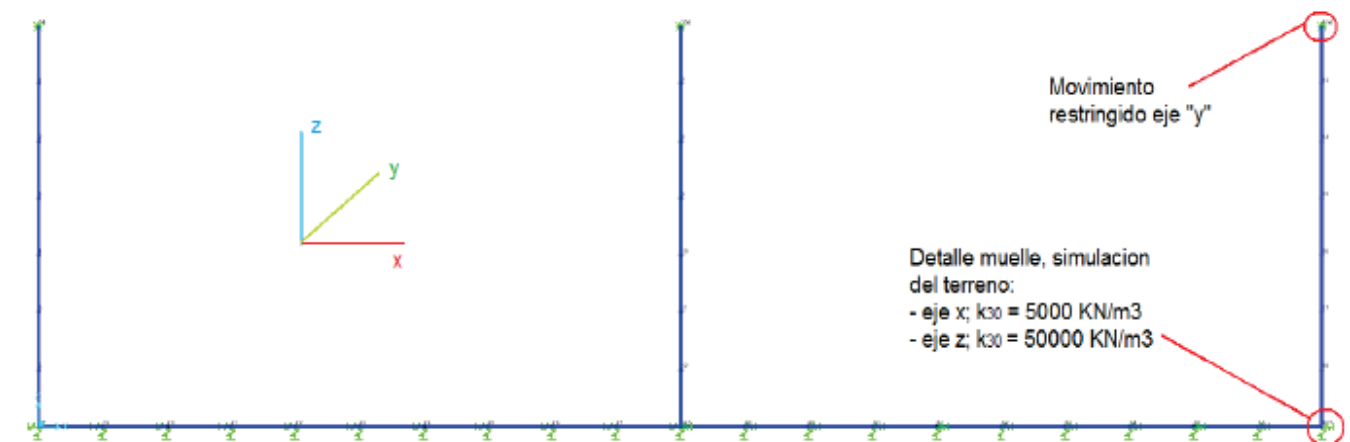
Se propone un modelo simplificado de barras y nudos. La idea es la obtención de los esfuerzos para las diferentes combinaciones posibles y a partir de ello seleccionar las secciones más desfavorables para su dimensionamiento, se hallarán las armaduras necesarias para resistir los ELU. Y se comprobará para ELS. Finalmente se analizarán los resultados obtenidos y se redactarán las conclusiones que estos sugieren.

Una buena práctica para pre-diseñar el canto de la losa de cimentación es adoptar el mismo que el escogido para el muro. Será necesario comprobar si el canto escogido es suficiente.

Modelo SAP, losa de cimentación.

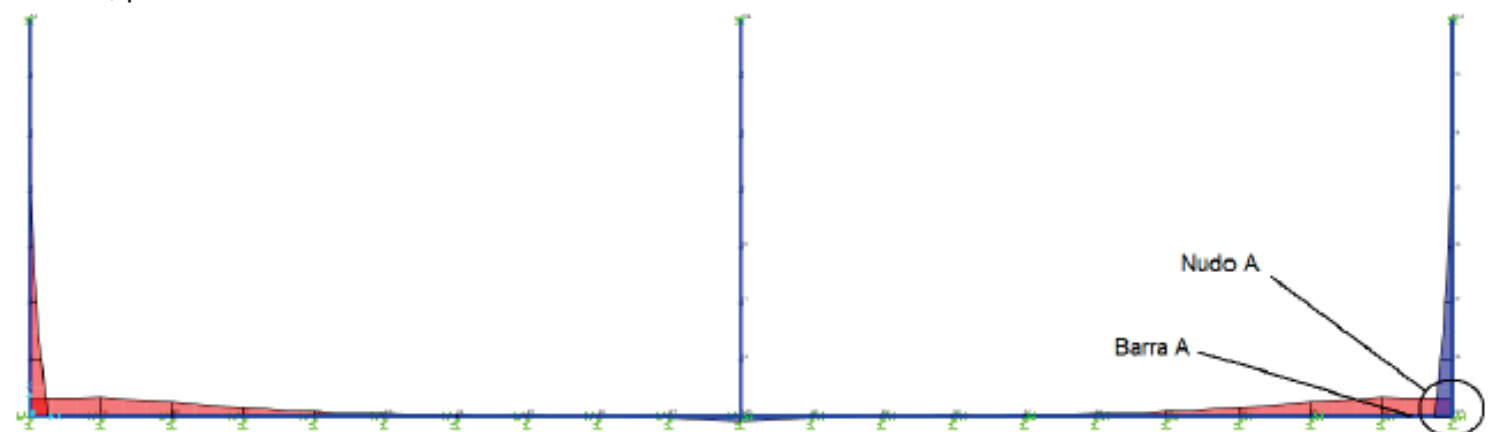
La elaboración del modelo en SAP 2000 está representada para una sección transversal del depósito, un modelo plano confeccionado mediante barras y nudos, apoyado sobre el terreno en toda su longitud mediante una serie de muelles que trabajan en dos direcciones, en el eje 3 o "z" y en el eje 1 o "x". Por último se impide el movimiento en el eje dos o "y" para los nudos de coronación del muro, impidiendo así el movimiento en la dirección del vuelco (los ejes están referenciados según el modelo de SAP utilizado).

La simulación del terreno se representa mediante muelles cuyo coeficiente de elasticidad es el módulo de balasto del terreno, $K_{30} = 5$ kp/cm³ para la dirección vertical o eje "z" y un 10 % de este valor para los muelles del eje "x".

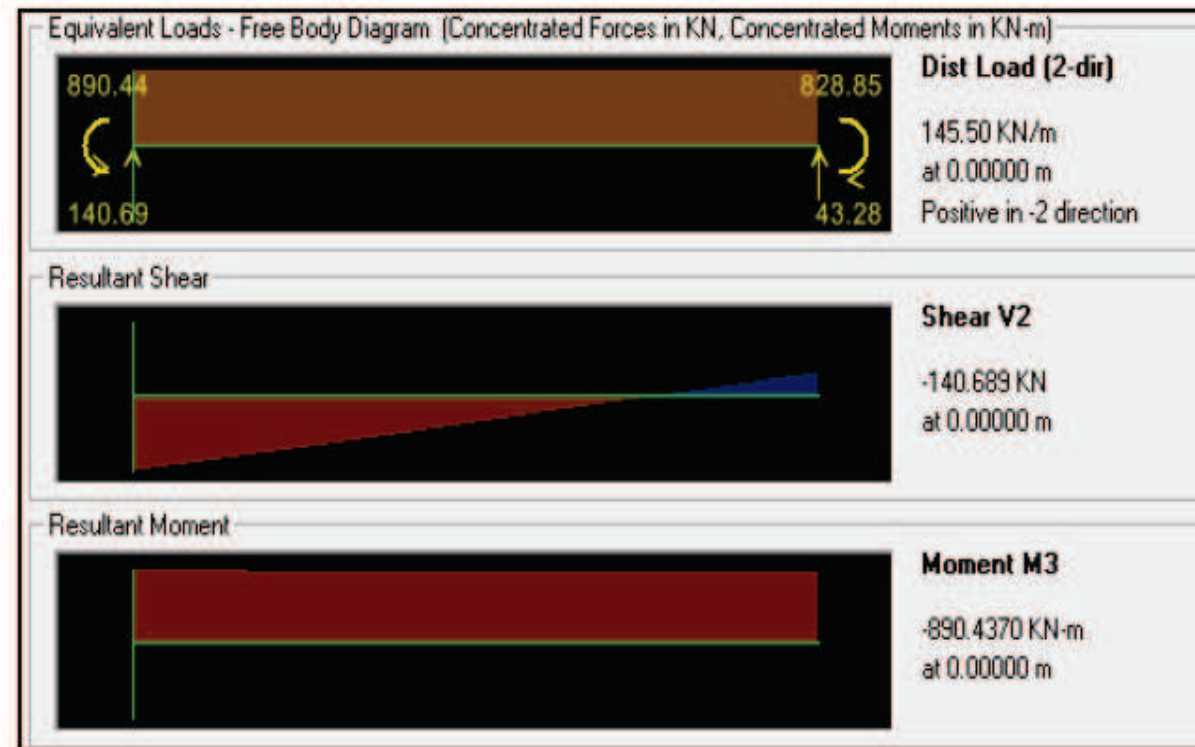


A continuación se muestran las diferentes y más desfavorables combinaciones que afectan a la estructura para el estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales. Así, se comprueba además el equilibrio de esfuerzos entre muro y solera como ya se apuntaba en la figura anterior.

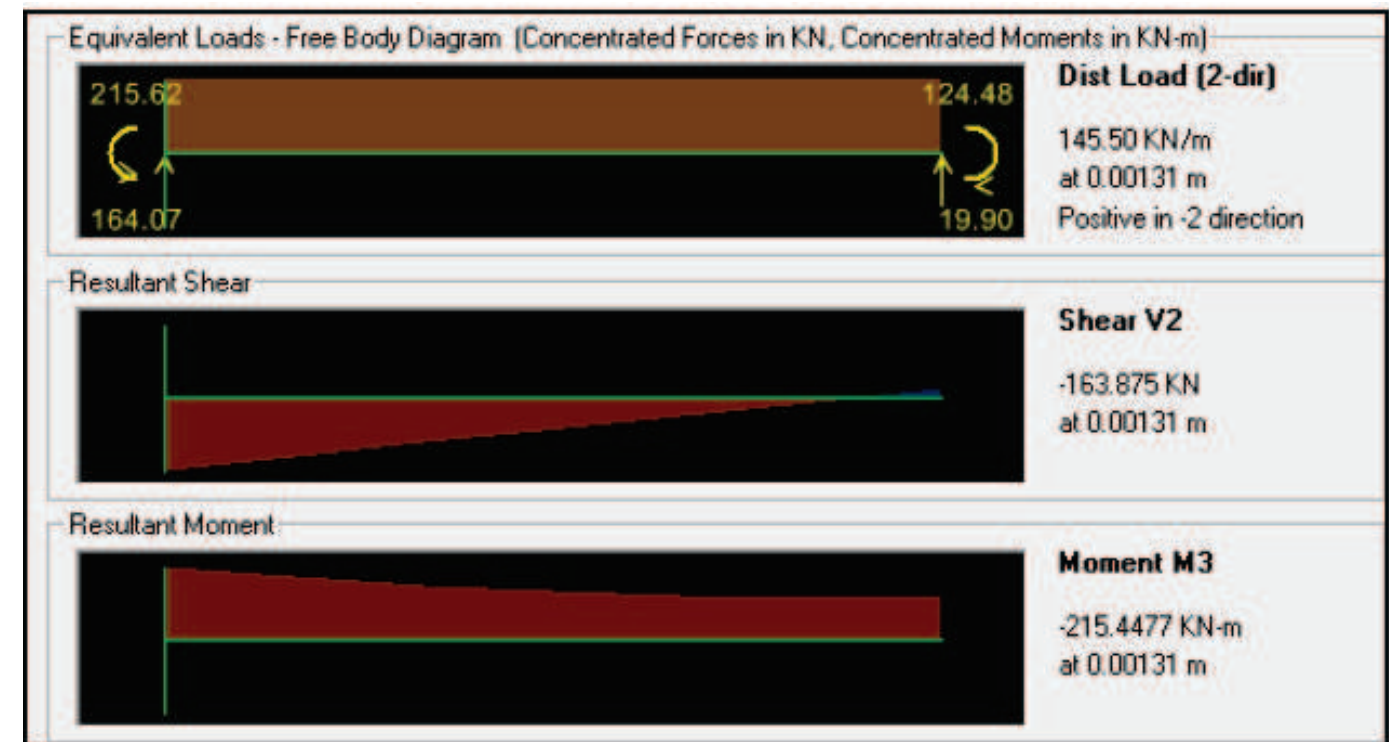
- ELU, para las dos celdas llenas.



- Flector y cortante a lo largo de la barra A y reacción vertical en el nudo A.

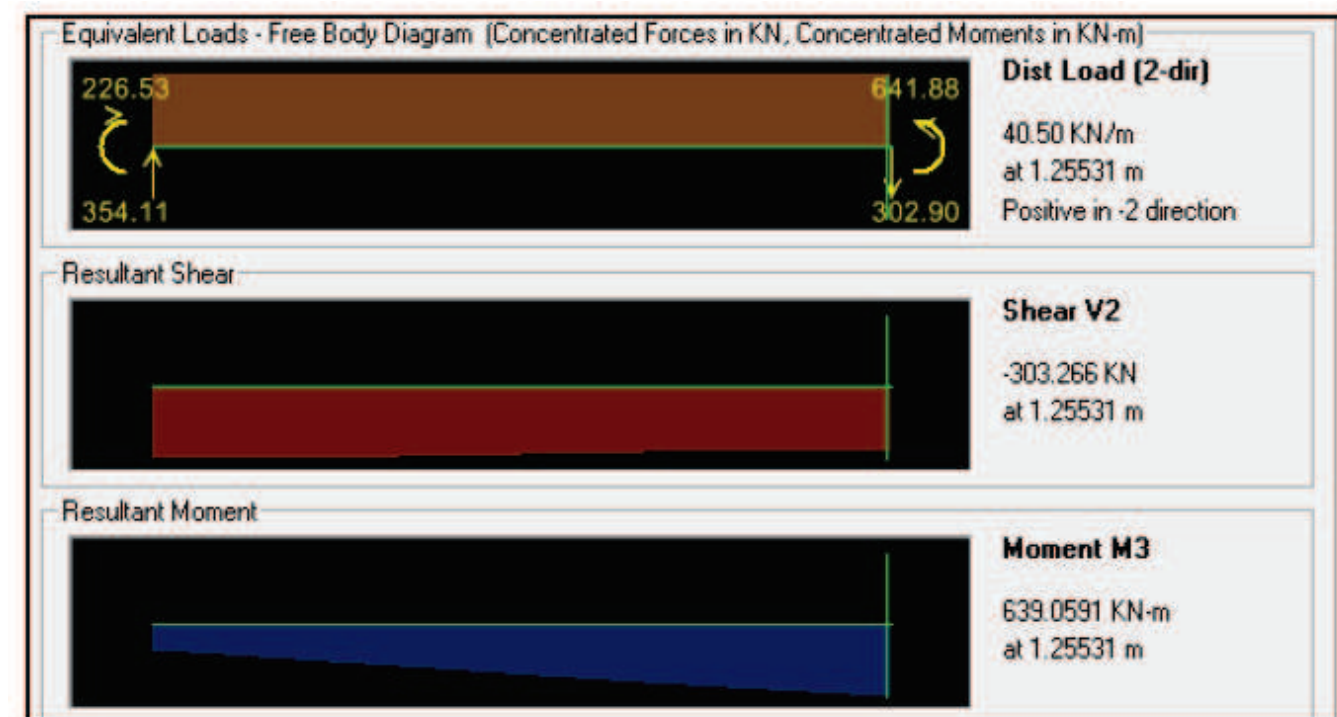
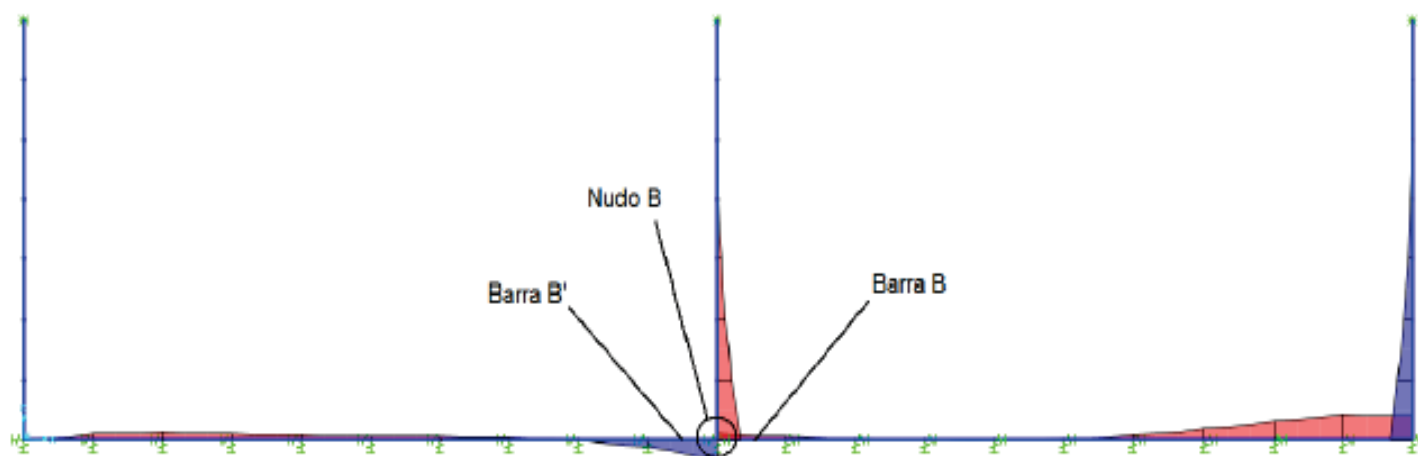


- Flector y cortante a lo largo de la barra B, y reacción en el nudo B.



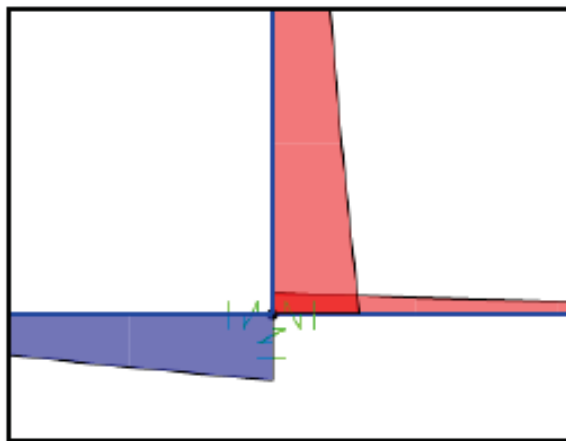
- Flector y cortante a lo largo de la barra B', y reacción en el nudo B.

- ELU. Para celda 2 llena, celda 1 vacía y buscando los máximos flectores.

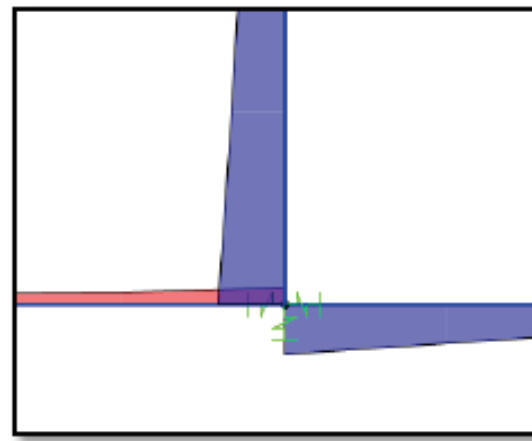


Cuando es la otra celda la que está llena la magnitud de los momentos es la misma, pero las posiciones no (se puede ver en la próxima figura la diferencia entre ambos nudos). Por ello, finalmente el armado en las proximidades del nudo B sería el mismo a un lado y otro del muro intermedio.

- Celda 1 vacía, 2 llena.

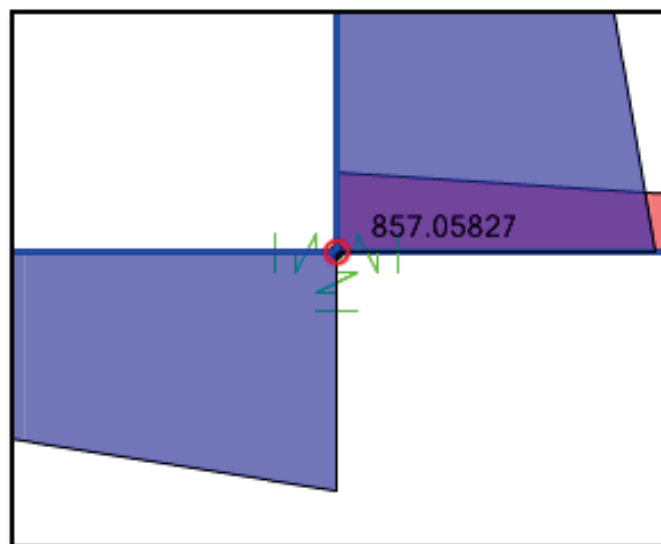


- Celda 1 llena, 2 vacía.



La suma de los momentos en el nudo B, da el momento que hay en la base del muro.

$$M_{\text{base muro}} = M_{\text{der}} + M_{\text{izq}} = 642 + 215 = 857 \text{ KNm.}$$



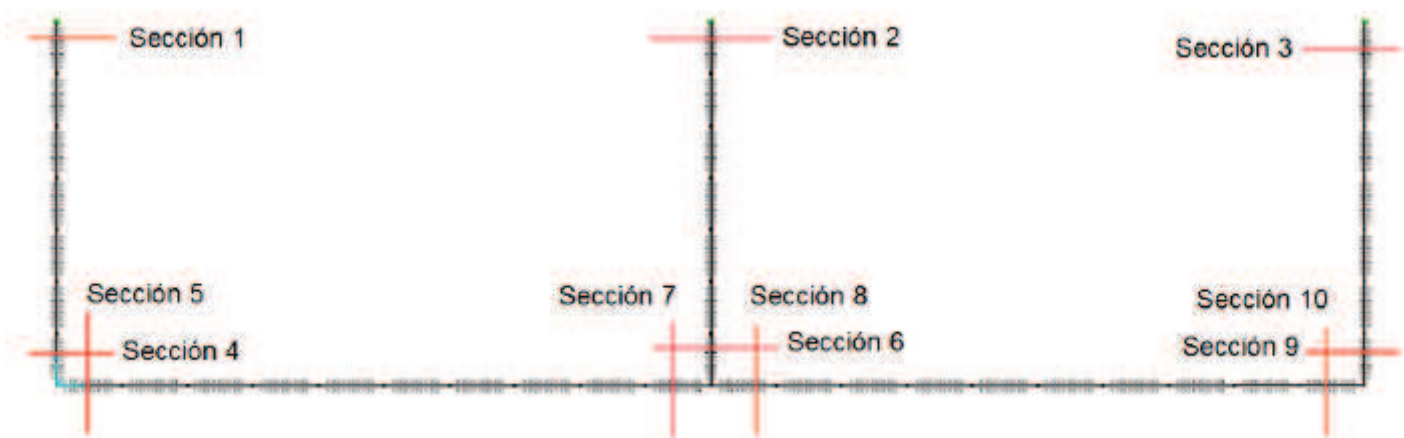
Con los esfuerzos más desfavorables para todas las secciones transversales de la losa se obtiene el armado necesario por cálculo para resistir dichas solicitaciones.

Se adoptan finalmente los siguientes redondos: 16 Ø20. Se comprobará posteriormente en la comprobación frente a fisuración si este armado es suficiente para cumplir la limitación de la apertura de fisura.

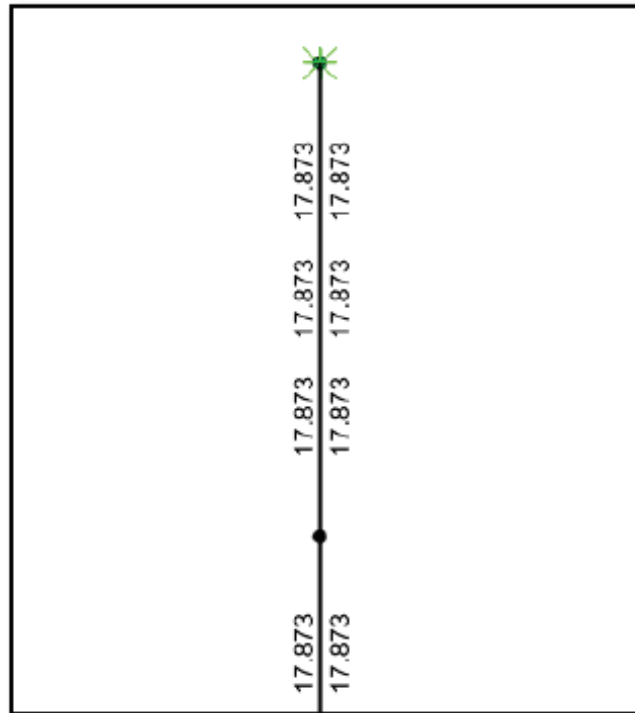
Para losas de cimentación los mínimos geométricos se dispondrán en la cara inferior y para cada dirección, longitudinal y transversal.

Se procede a exponer gráficamente las cuantías de armado necesarias por cálculo para el modelo plano elaborado mediante SAP 2000 para una de las secciones transversales del depósito.

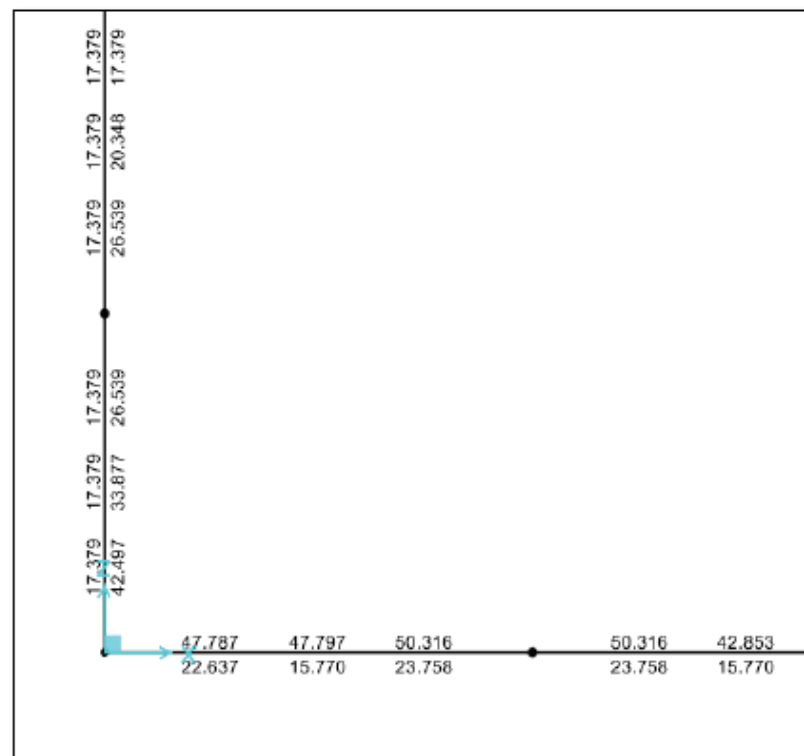
Se detallará el armado de las siguientes secciones:



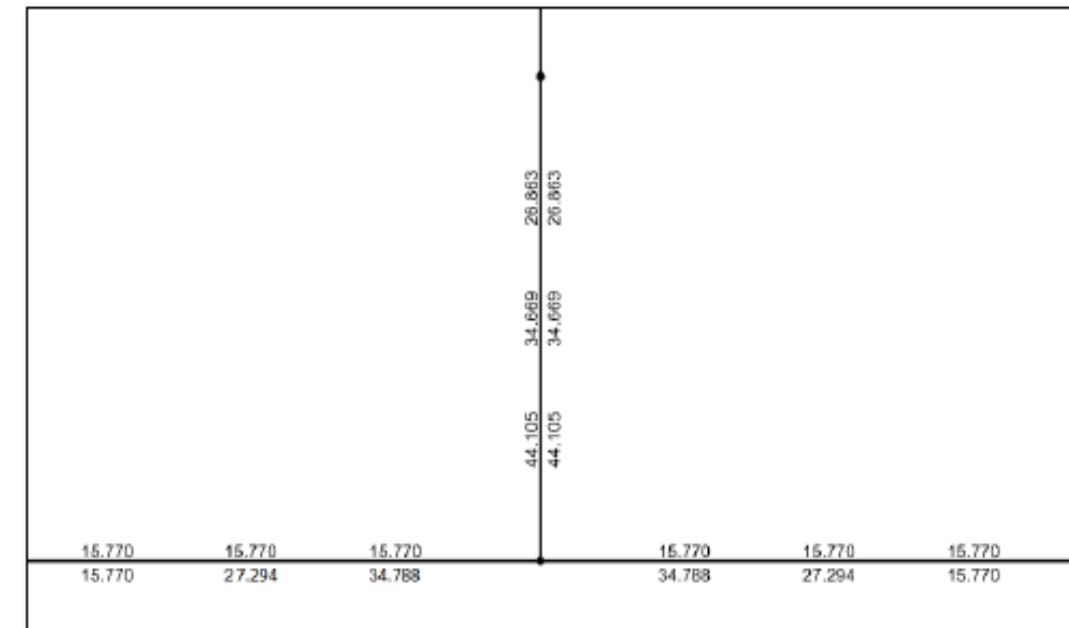
-Las secciones 1, 2, 3 tienen el mismo armado en ambas caras, este se corresponde con el mínimo mecánico.



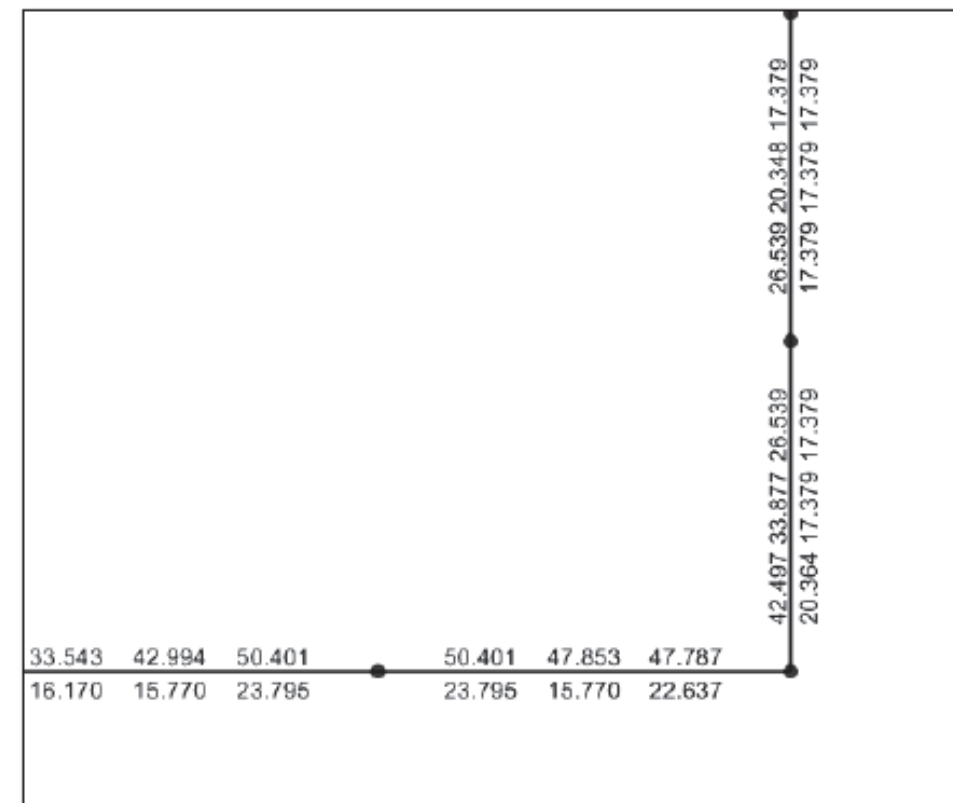
- Las secciones 4, 5 tienen las siguientes cuantías:



- Para las secciones 6, 7, 8 se tiene:



- Finalmente las secciones 9 y 10 constan de la siguiente cuantía:



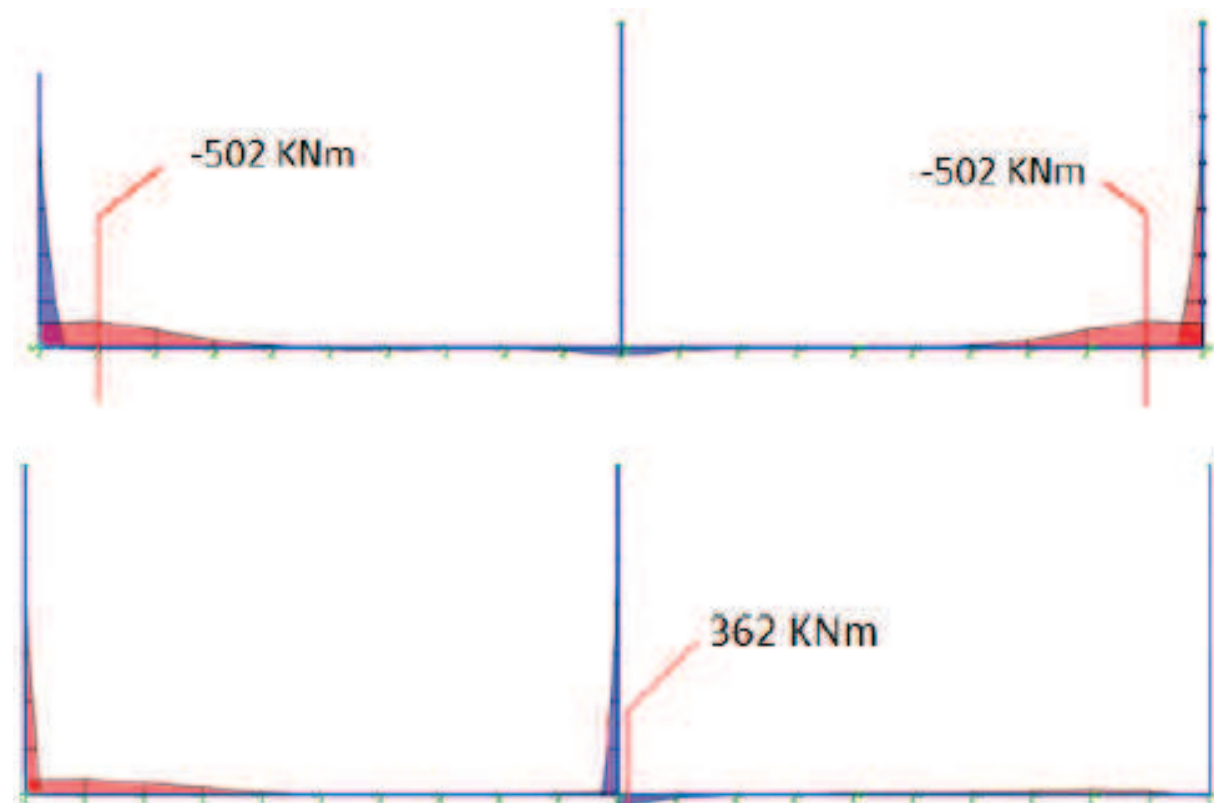
Las cuantías han sido obtenidas de acuerdo a los siguientes criterios:

- Se ha hecho uso del Eurocódigo 2-2004, por lo que puede haber una pequeña discrepancia con el resultado del armado si éste se calcula mediante una tabla Excel o mediante el prontuario informático EHE-08 y el armado obtenido mediante el modelo elaborado en Sap 2000.
- Las unidades de las cuantías están expresadas en cm^2/m .
- Armaduras obtenidas para la envolvente de acciones, combinación más desfavorable.

ELS fisuración.

Haciendo referencia a las cuantías halladas anteriormente y teniendo en cuenta la sección más desfavorable para la combinación cuasi permanente del estado límite de servicio se procede a realizar la comprobación frente a fisuración.

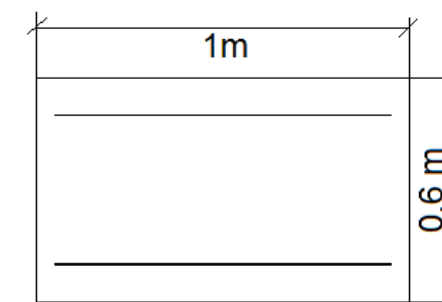
A continuación se muestra las secciones más desfavorables para el ELS, en este caso se respetará 1 metro de resguardo, alcanzando la lámina de agua los 6 metros.



Se muestra la comprobación pertinente, teniendo en cuenta las siguientes características:

- Resguardo = 1 m.

- Recubrimiento armadura longitudinal de 40 mm para la cara superior y 80 mm para la cara inferior (hormigonada contra el terreno)
- La cuantía de armadura a tracción obtenida en rotura y que nos sirve para poder realizar la comprobación frente a fisuración es de $16 \leq 20$.
- La sección estudiada para la losa tiene las mismas dimensiones que la estudiada para el muro.



- Para este momento de -502 KNm el armado es necesario en la cara superior, por lo que el recubrimiento nominal es de 50 mm, sin tener que ampliarlo, pues la cara superior no está hormigonada contra el terreno.

Para el armado propuesto por cálculo frente a solicitaciones normales (ELU) no cumple la apertura de fisura, habría que añadir más armado condicionado por el ELS de Fisuración.

$W_k \leq W_{\max}$ No cumple ya que $W_k = 0.23$ $W_{\max} = 0.2 \text{ mm}$, para un ambiente IV.

Otra opción sería la de equilibrar los esfuerzos en estas secciones más determinantes como mediante la ejecución de un talón en el trasdós del muro.

- Para el momento de 362 KNm, será necesaria armadura en la capa inferior y esta se hormigona contra el terreno, con lo que se deberá cumplir la condición de que el recubrimiento mínimo sea igual 70 mm.

En este caso la idea de rebajar los esfuerzos mediante la ejecución de un talón no es viable, pues esta sección se encuentra en el muro divisorio, por lo que para cumplir con la apertura de fisura habría que aumentar el armado dispuesto a tracción. De esta forma sería el ELS frente a fisuración el cual condicionaría el armado.

Disponiendo $12 \leq 25$ en lugar de $12 \leq 20$ ya cumpliría la apertura de fisura como se puede comprobar en la siguiente tabla.

Conclusión losa de cimentación.

Los resultados obtenidos para la losa de cimentación dejan prever cuanto menos dudas en el diseño de la losa.

- Cuantías de armado quizás excesivas, que inducen a excesivos costes de armado, así como a un peor funcionamiento estructural, además de que habría poco espacio entre barras lo que condicionaría un buen vibrado.

- Con los esfuerzos obtenidos para la combinación cuasi permanente y para comprobar el estado límite de fisuración (ELS) se tiene una apertura de fisura de 0.23 mm, la cual supera la máxima permitida para un ambiente tipo IV. Ante eso se puede ampliar el armado, pero como la densidad de armado en dicha sección ya es bastante alta, se propone la idea de rebajar los esfuerzos mediante la ejecución de un talón.

4.3.1.2. Losa de cimentación con talón.

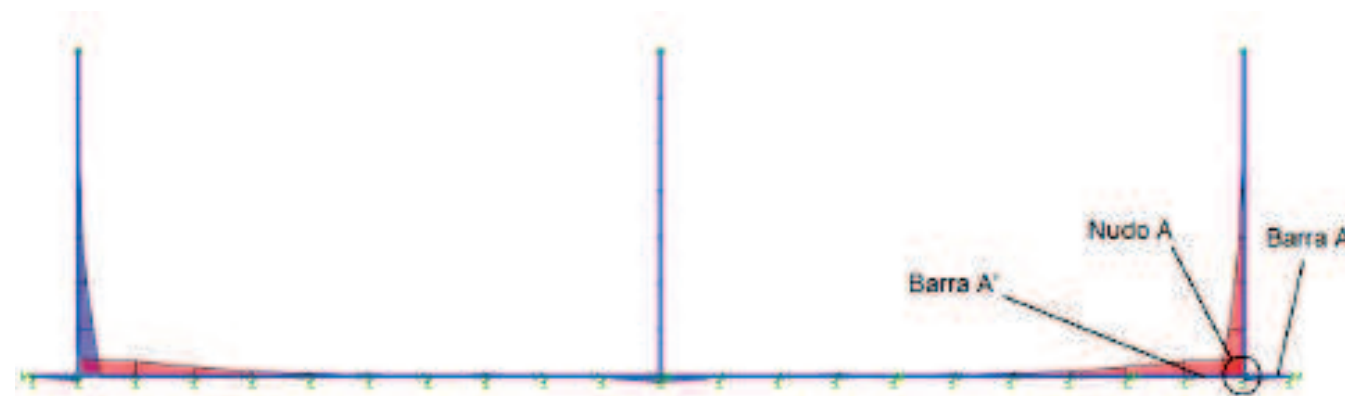
Consiste en la ejecución de un talón contiguo a la losa de cimentación con el objetivo principal de equilibrar los esfuerzos existentes en la losa. El talón tendrá una dimensión de un metro desde la superficie del trasdós del muro y se analizará al igual que el resto de elementos estructurales del depósito por metro longitudinal.

La disposición del talón provocara que en los cálculos seccionales propuestos para la losa de cimentación, el momento solicitante se vea reducido. Con lo cual también se verá reducido el armado necesario por cálculo. Conocido esto habría que realizar un estudio económico para comprobar si las ventajas constructivas que aparecen por la ejecución del talón se ven rentabilizadas económicamente o en contraposición no es viable económicamente la ejecución del talón.

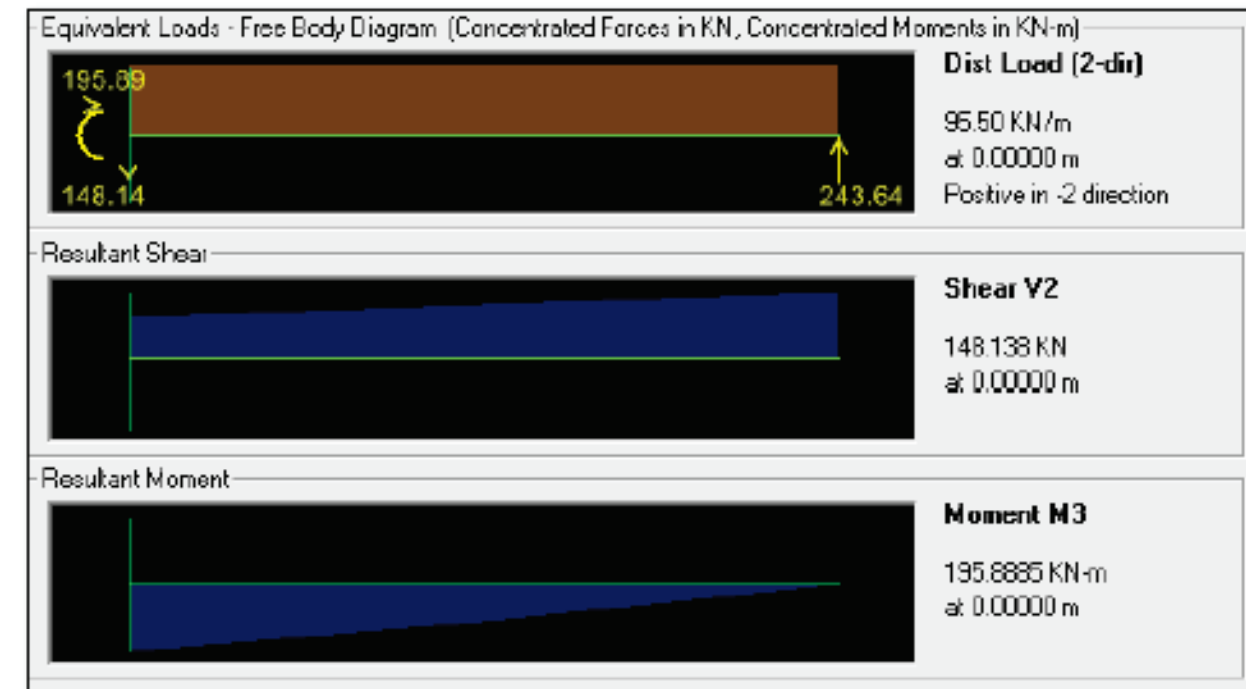
Modelo SAP. Losa de cimentación con talón.

Referente a la nueva solución estos son los esfuerzos para las combinaciones más desfavorables.

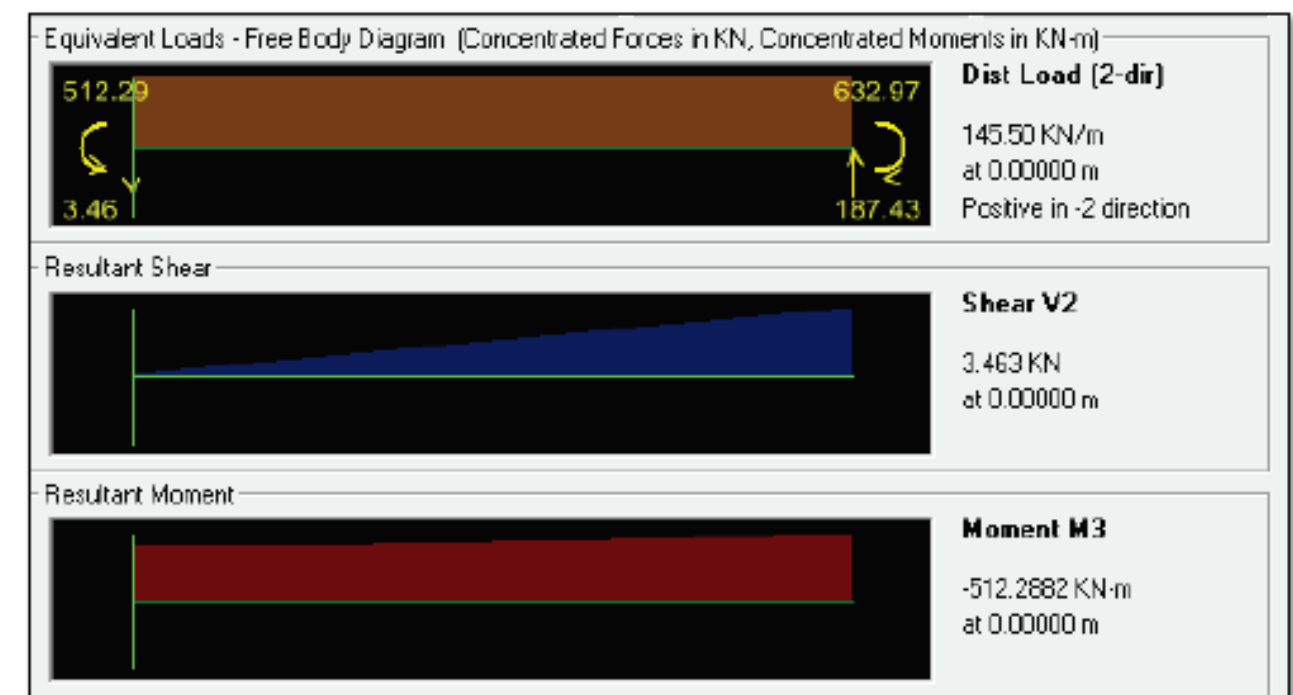
- ELU, para las dos celdas llenas.



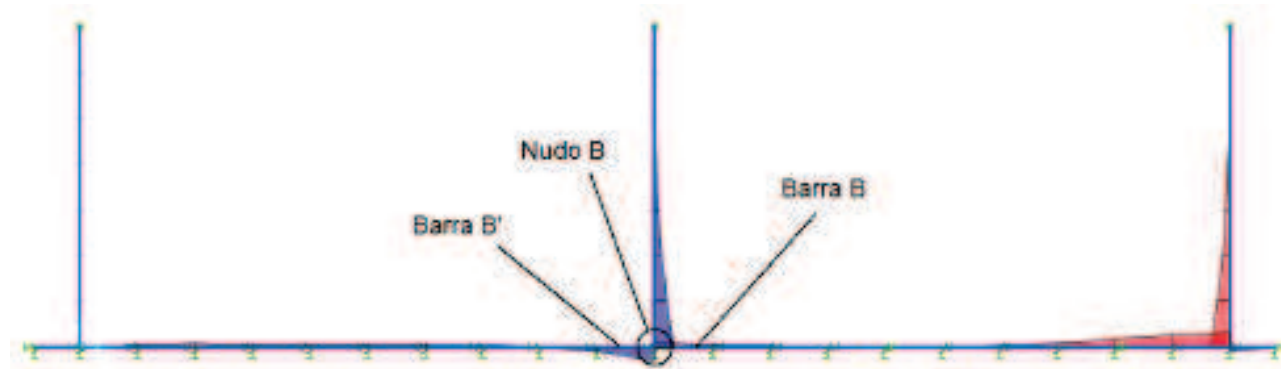
- Flector y cortante a lo largo de la barra A y reacción vertical en el nudo A.



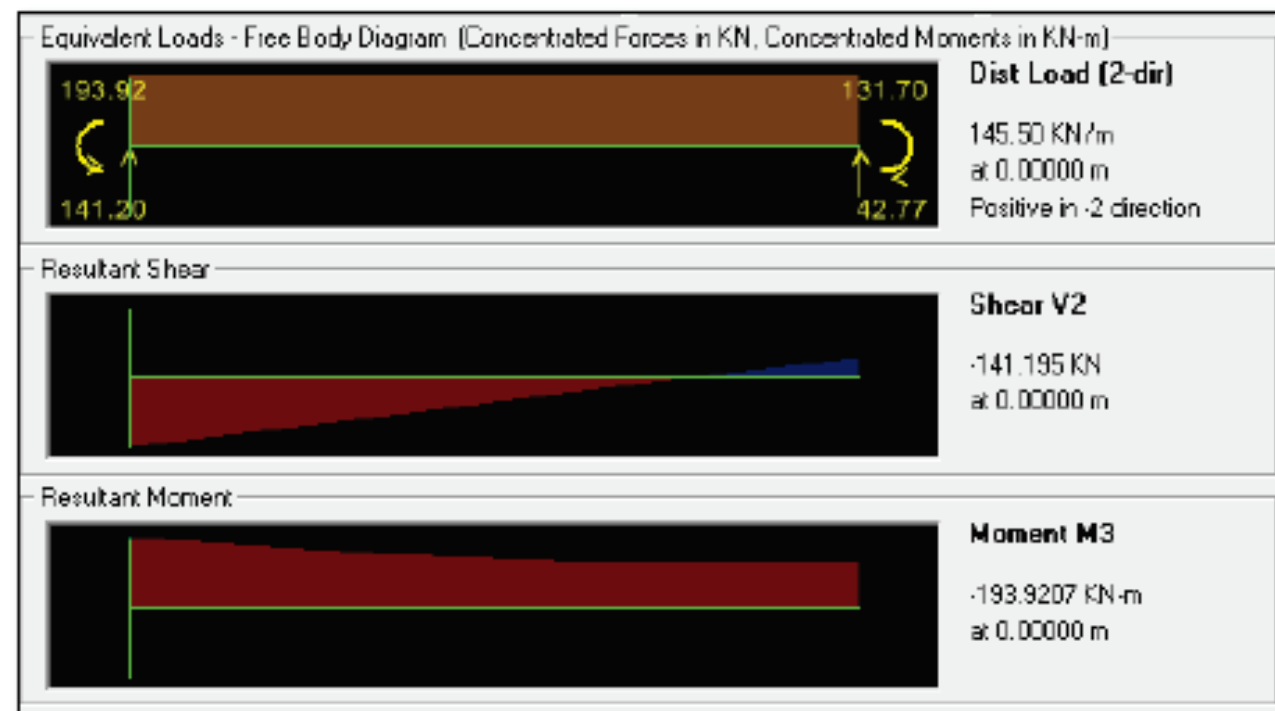
- Flector y cortante a lo largo de la barra A' y reacción en A.



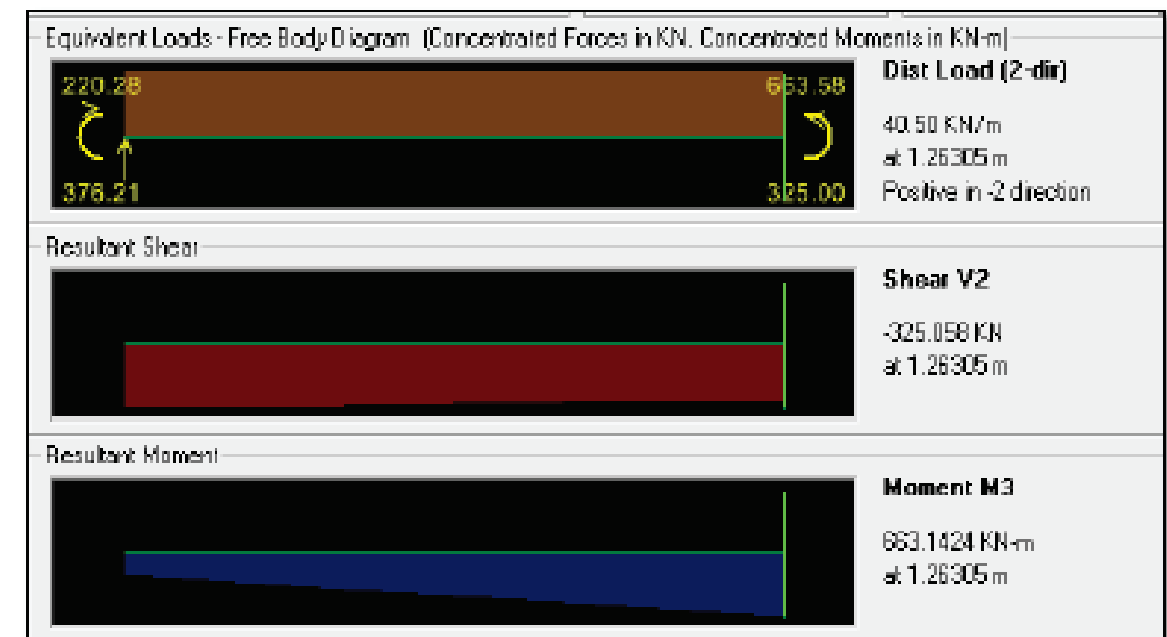
- ELU. Para celda 2 llena, celda 1 vacía y buscando los máximos flectores.



- Flector y cortante a lo largo de la barra B, y reacción en el nudo B.

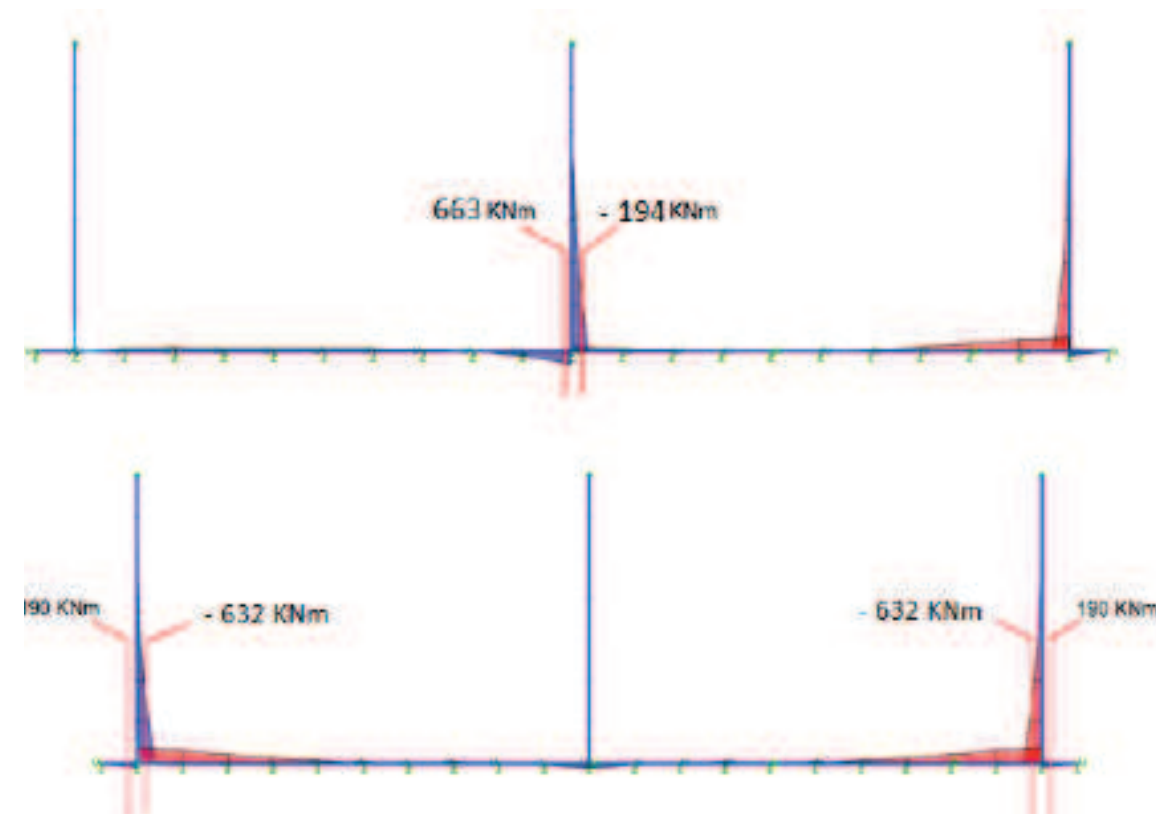


- Flector y cortante a lo largo de la barra B' y reacción en el nudo B

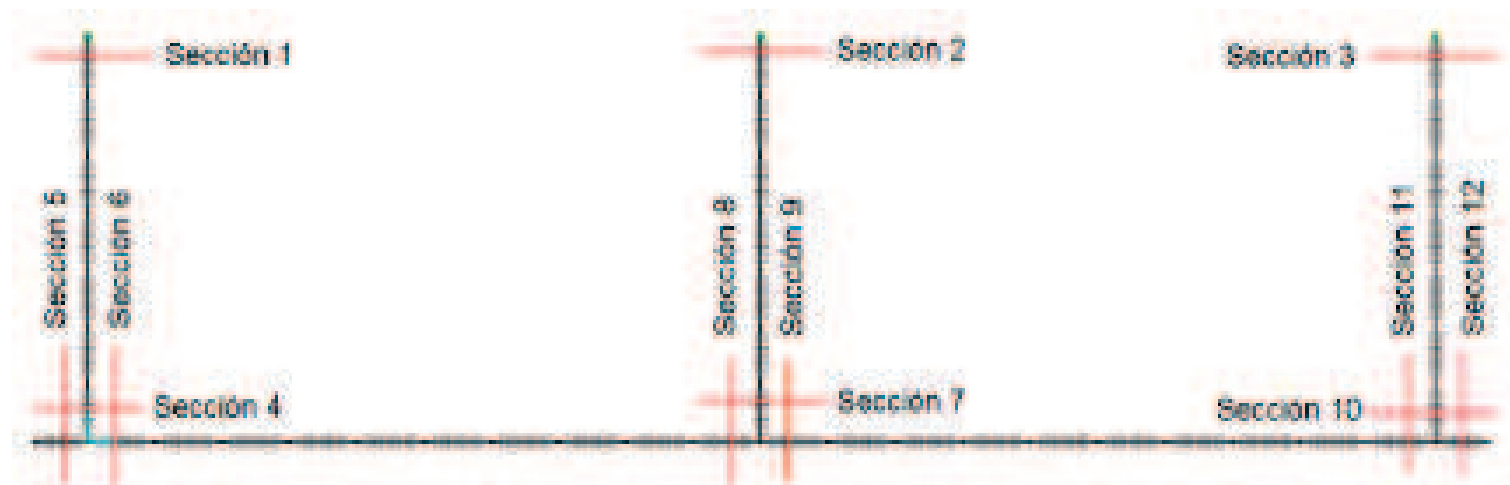


Los momentos en la losa a un lado del muro y al otro tienen que sumar el momento que actúa en la base del mismo.

Se presentan inicialmente las secciones más desfavorables y para las cuales se obtendrán las cuantías necesarias por cálculo.

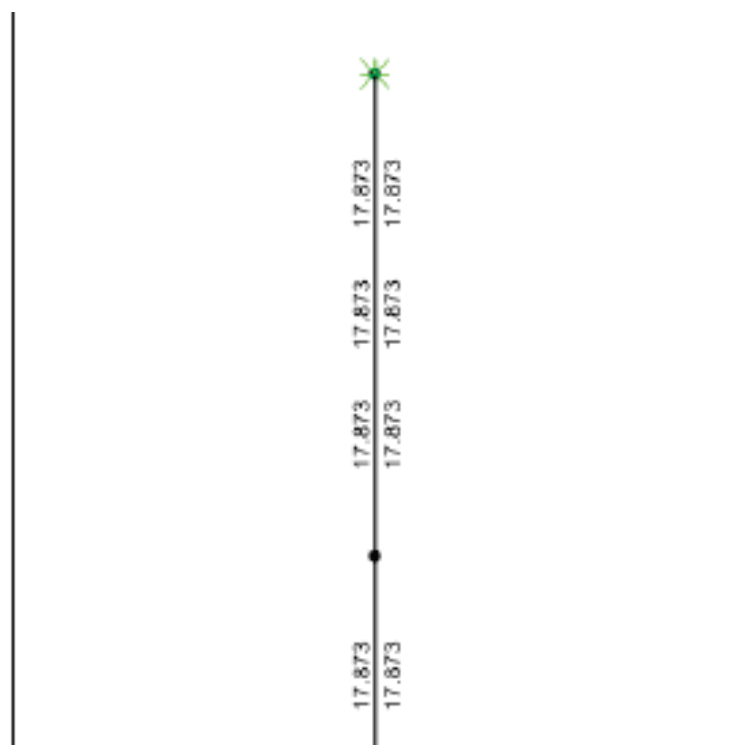


A continuación se detallara el armado de las siguientes secciones para el modelo plano elaborado en SAP 2000.

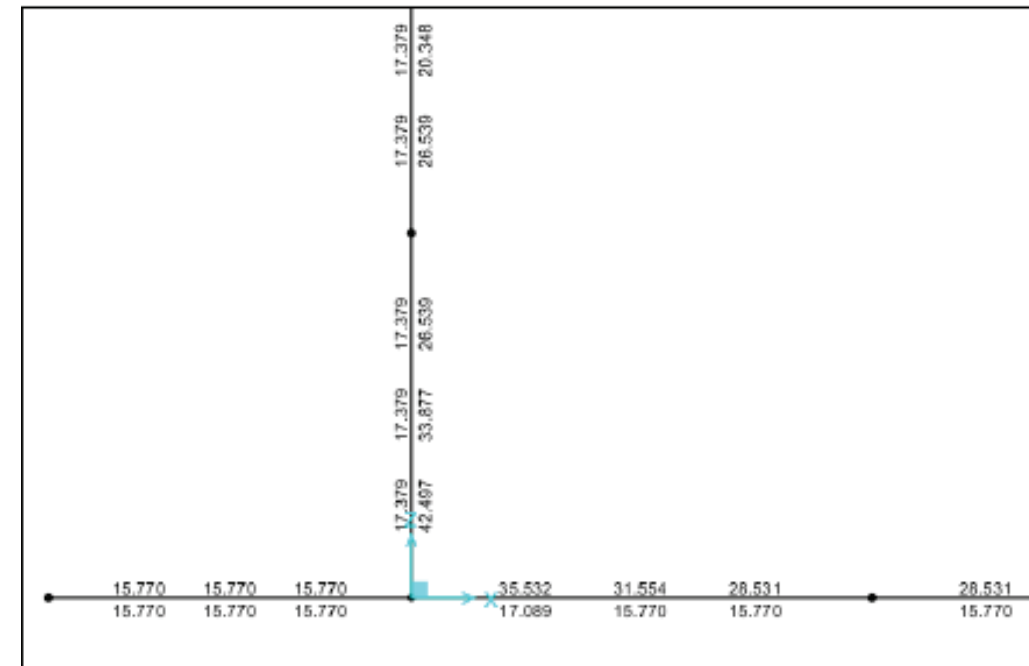


Ampliando las secciones detalladas en la figura anterior podemos distinguir los armados necesarios por cálculo.

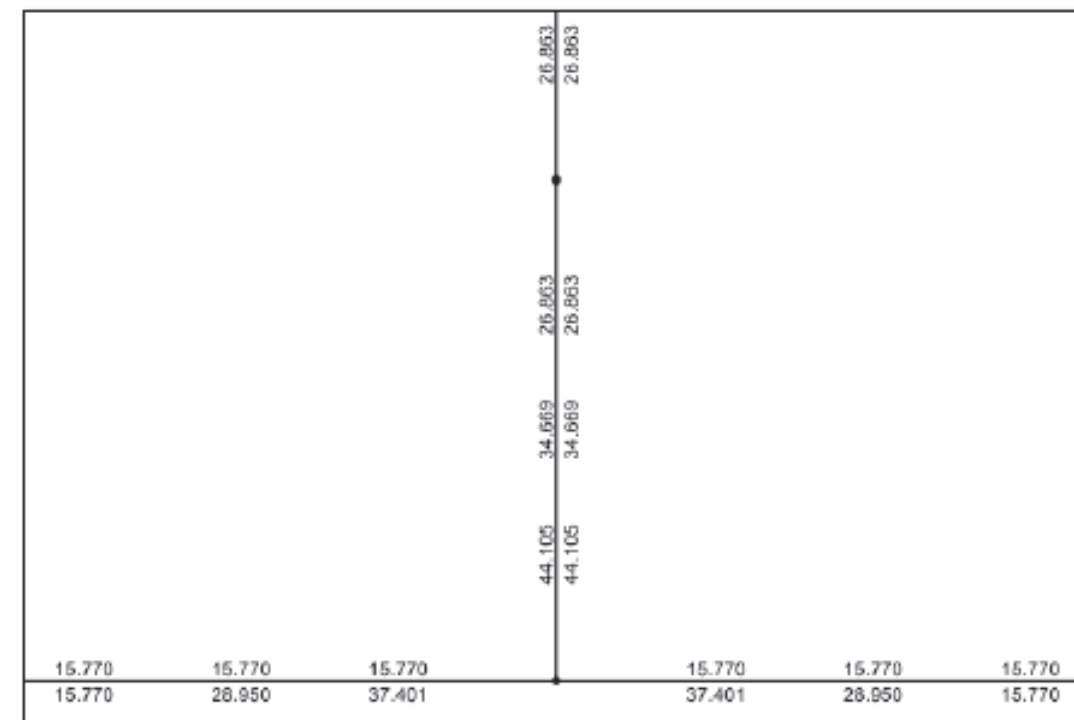
- Secciones 1, 2,3.



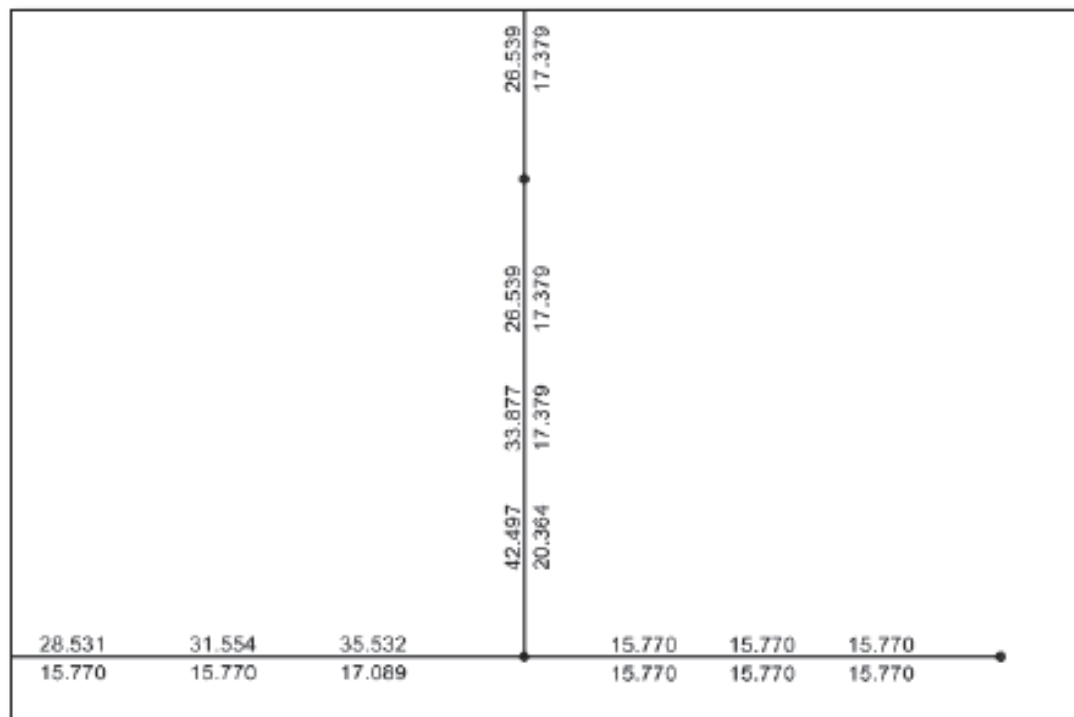
- Armado propuesto para la secciones 4, 5,6.



- Armado propuesto para las secciones 7, 8,9.



- Armado propuesto para las secciones 10, 11, 12.



- Las unidades de las cuantías están expresadas en cm²/m.

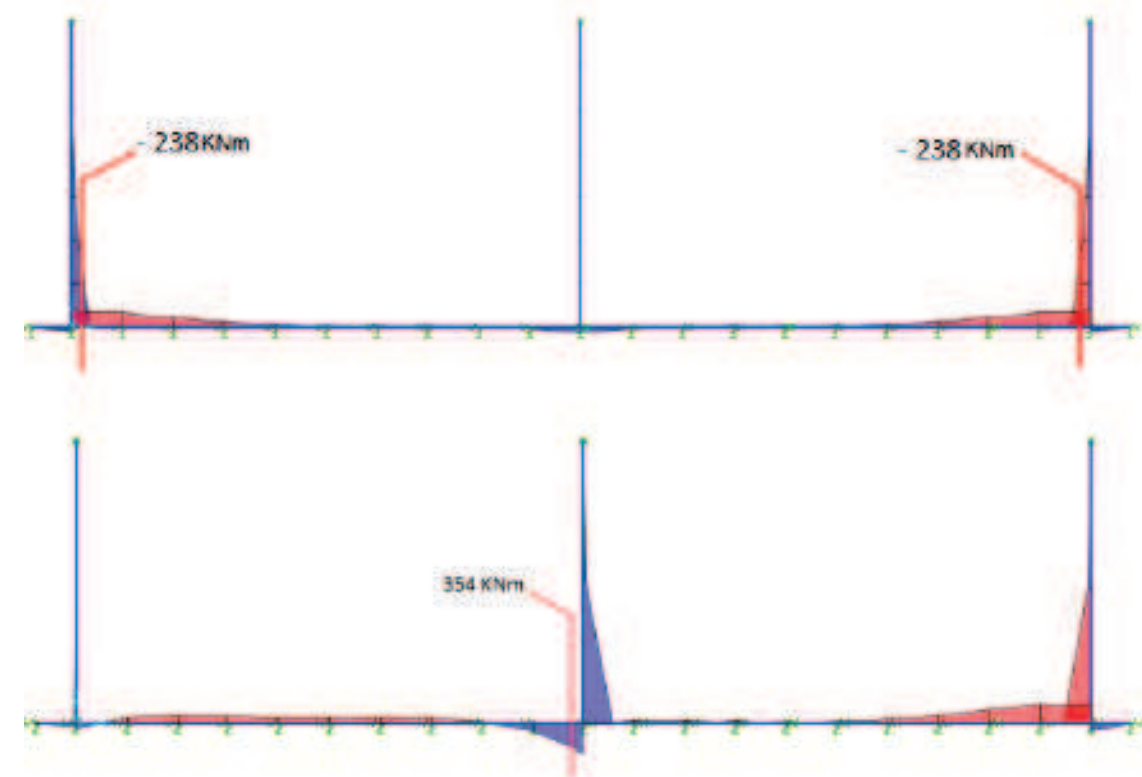
- Cuantías obtenidas para la envolvente de acciones, la cual diseña el armado para la combinación más desfavorable.

- 15.7 cm² es la cuantía mínima mecánica a disponer según el modelo plano propuesto en SAP 2000.

ELS fisuración talón.

En la comprobación para el estado límite frente a fisuración se van a ver modificados los esfuerzos que actúan sobre la sección más desfavorable, así como los redondos finalmente dispuestos, se respetará en esta hipótesis el resguardo de 1 m.

Se muestran a continuación las secciones más desfavorables para la combinación cuasi permanente de acciones.



Armadura a tracción = 12 \varnothing 20

- Comprobación para $M = -238$ KNm y armadura traccionada en la cara superior ($r_{nom} = 50$ mm).

$W_k = 0.11$ mm

$W_{max} = 0.2$ mm, para un ambiente IV.

Como se puede comprobar para la cuantía de armado, propuesta por cálculo frente a sollicitaciones normales, es suficiente para satisfacer el cumplimiento de la apertura de fisura en esta sección.

- Se comprueba ahora la sección cuyo momento es $M = 354$ KNm, la armadura traccionada se encuentra en la cara inferior, por lo que se deberá tener en cuenta la limitación de recubrimiento mínimo igual a 70 mm (por hormigonar contra el terreno).

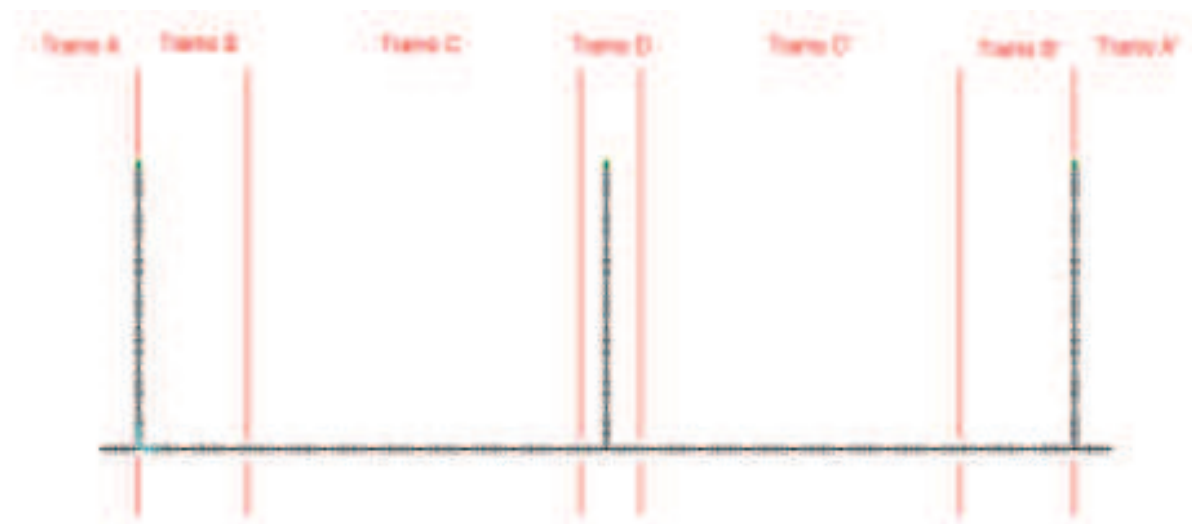
Se disponen por tanto 12 \varnothing 25, obteniendo los siguientes resultados: Cumpliendo $W_k = 0.2$ mm $\leq W_{max} = 0.2$ mm, para un ambiente IV.

Conclusión

Esta última solución “losa de cimentación con talón” es la que mayores ventajas propone. Consecuentemente se tomará esta como solución final a la hora de construir el depósito.

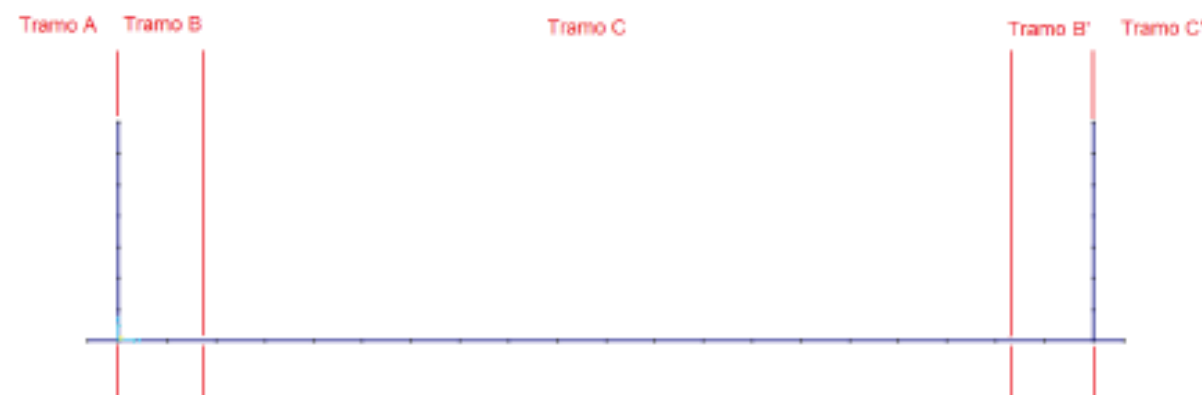
Se detallan los redondos necesarios y la distribución de los mismos para el caso de losa de cimentación con talón.

En la siguiente figura se pueden ver los tramos en los que se ha dividido la sección para optimizar el acero.



En los tramos AA' y CC' se dispondrá de 6ϕ20 tanto en la zona superior como en la inferior. En el tramo BB' se dispondrán 12 ϕ 20 en la zona superior y 9 ϕ 20 en la inferior. Y en el tramo D se dispondrán 6ϕ20 en la zona superior y 12 ϕ 25 en la inferior.

Por otro lado longitudinalmente tendremos la siguiente sección con los siguientes tramos.



En los tramos AA' y CC' se dispondrá de 6ϕ20 tanto en la zona superior como en la inferior. En el tramo BB' se dispondrán 12 ϕ 20 en la zona superior y 9 ϕ 20 en la inferior.

4.4. Cubierta

La cubierta y los esfuerzos que esta debe soportar se resuelve mediante placas aligeradas del tipo HORVITEN: 25+5/120 AEH-500.

Añadir que será necesaria una armadura de negativos entre las dos placas alveolares y también en los extremos de las mismas con el objetivo de absorber los momentos negativos generados.

Se dispondrá una capa de compresión de 5 cm sobre la cubierta con un mallazo de armado mínimo. Sobre la misma un mortero autonivelante con pendiente del 2%, un geotextil y una capa de gravas de 10 cm.

5. LONGITUD DE ANCLAJE Y SOLAPE

En el presente capítulo se van a obtener las longitudes de anclaje y solape necesarias para el buen funcionamiento del armado.

4.4.1 Longitudes de anclaje.

Se seguirán los pasos establecidos en el Artículo 69.5 de la Instrucción.

- Para barras en posición I: $l_{bI} = m \cdot \phi^2 > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$

- Para barras en posición II: $l_{bII} = 1.4 \cdot m \cdot \phi^2 > \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi$

Siendo,

Φ : Diámetro de la barra, en mm.

M: Coeficiente numérico, tabla 69.5.1.2 instrucción EHE, en función del tipo de acero.

Tabla 69.5.1.2.a

Resistencia característica del hormigón (N/mm²)	m	
	B 400 S B 400 SD	B 500 S B 500 SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
≥ 50	0,7	1,0

Fyk: límite elástico garantizado del acero, en N/mm²

l_{bI} y l_{bII}: longitudes básicas de anclaje en posiciones I y II, respectivamente, en mm.

En el caso que se trata, existen barras en ambas posiciones, estos son los cálculos obtenidos:

Para $\phi = 25$ mm: cumple

$$l_{bI} = 1.3 \cdot 25^2 = 812\text{mm} > \frac{500}{20} \cdot 25 = 625\text{mm}$$

$$l_{bII} = 1.4 \cdot 1.3 \cdot 25^2 = 1137\text{mm} > \frac{500}{14} \cdot 25 = 892\text{mm}$$

Para $\phi = 20$ mm: cumple

$$l_{bI} = 1.3 \cdot 20^2 = 520\text{mm} > \frac{500}{20} \cdot 20 = 500\text{mm}$$

$$l_{bII} = 1.4 \cdot 1.3 \cdot 20^2 = 728\text{mm} > \frac{500}{14} \cdot 20 = 714.8\text{mm}$$

Para $\phi = 16$ mm no cumple

$$l_{bI} = 1.3 \cdot 16^2 = 332.8\text{mm} > \frac{500}{20} \cdot 16 = 400\text{mm}$$

$$l_{bII} = 1.4 \cdot 1.3 \cdot 16^2 = 465.9\text{mm} > \frac{500}{14} \cdot 16 = 571.4\text{mm}$$

En el caso de que no cumpla se deberá escoger la limitación propuesta.

Finalmente la longitud neta de anclaje se define con la siguiente expresión:

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

Siendo,

β : Factor de reducción definido en la tabla 69.5.1.2.b que se muestra a continuación.

Tabla 69.5.1.2.b
Valores de β

Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	- 1	1
Patilla, gancho y gancho en U	0,7 (*)	1
Barra transversal soldada	0,7	0,7

(*) Si el recubrimiento de hormigón perpendicular al plano de doblado es superior a 3ϕ . En caso contrario $\beta = 1$.

A_s: Armadura necesaria por cálculo en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.

A_{s,real}: Armadura realmente existente en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.

En la mayoría de los casos la división entre la armadura necesaria y la realmente dispuesta da un resultado medio de 0.8, este será el valor por el cual se han de multiplicar las l_{bI} y l_{bII} halladas anteriormente.

También habrá que tener en cuenta el valor β , pues en la mayoría de los casos se sabe que la prolongación del anclaje es recta o en algún caso en patilla.

4.4.2 Longitudes de solape.

De acuerdo con la instrucción los empalmes entre armaduras se realizarán colocando las barras una al lado de la otra, dejando una separación entre ellas de 4ϕ como máximo. Para armaduras en tracción esta separación no será menor que la prescrita en el artículo 69.4.1.

En cualquier caso la longitud de solape será igual a:

$$l_s = \alpha \cdot l_{b,neto}$$

Siendo l_{b,neto} el valor de la longitud de anclaje definida anteriormente y α el coeficiente definido en la tabla 69.5.2.2 expuesta a continuación.

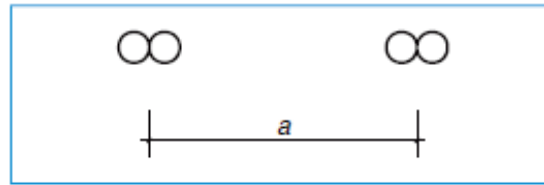


Tabla 69.5.2.2
Valores de α

Distancia entre los empalmes más próximos (figura 69.5.2.2.a)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a Tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	> 50	
$a \leq 10 \phi$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10 \phi$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Concluyendo la longitud de solape será distinta para cada caso concreto pues depende directamente de la longitud de anclaje neta.

Finalmente, se detallan a continuación los valores de las longitudes de anclaje y solape, con unidades en metros.

	Anclaje	Solape
$\phi 16$	0.32	0.45
$\phi 20$	0.42	0.6
$\phi 25$	0.65	0.9

6. CÁMARA DE VÁLVULAS

Siempre que sea posible se dispondrán en la caseta de salida, todos los elementos de maniobra para salida de agua, desagüe, válvulas y piezas especiales, grifo para toma de muestras, aparatos de medición, aparatos de control, tomas eléctricas, arquetas de recogida de filtraciones, elementos de limpieza, etc.

La cámara de válvulas se diseñara preferentemente en estructura independiente al depósito y separadas un mínimo 3 metros entre zapata de muro y caseta para facilitar las operaciones de explotación. En este espacio se pueden disponer las escaleras de acceso a la cubierta del depósito. En este caso la estructura se realizará solidaria con la estructura del depósito.

La cámara de válvulas se diseñará de forma tal que todas las zonas a donde deba acceder el personal para efectuar maniobras o desmontaje de elementos para su mantenimiento tengan buen acceso y las distancias mínimas que exige la normativa de seguridad para lugares de trabajo, siendo en todo caso deseable unas dimensiones mínimas de 1,20 en horizontal para las zonas de maniobra.

Los elementos del sistema de rectoración deberán ir alojados en espacios independientes de acuerdo con la normativa específica. En cualquier caso el depósito de hipoclorito deberá estar fuera de la cámara de válvulas.

Las puertas deben de ser sólidas, dotadas de cierre de seguridad y abrir hacia el exterior.

Se debe de dotar a la caseta de iluminación natural, las ventanas no serán accesibles y se dotarán de rejas de seguridad.

Salvo justificación en contrario, no se instalarán puentes grúa ni polipastos eléctricos, y para facilitar labores de mantenimiento se dejarán huecos practicables con puertas plegables en muros o en cubierta de la caseta para el acceso mediante grúa. Las dimensiones de los huecos se realizarán en función de los elementos a mover y del tipo de grúa. La altura mínima de los accesos laterales para las grúas será de 4,5 metros.

Se dispondrá un desagüe de la caseta, dotando a la solera de pendientes que confluya a un tubo de salida de diámetro mínimo $\phi 200$ mm que vierta al sistema de drenaje. Caso de ser imposible la salida por gravedad, se dotará de una poceta para bomba de achique en la solera.

En este proyecto, la cámara de válvulas tiene unas dimensiones en planta de 9 x 5.5 m, con una altura de 3 m. La solera es de hormigón armado, así como los muros en su parte enterrada.



ANEJO Nº 5: EXPROPIACIONES



ANEJO N° 5: EXPROPIACIONES

ÍNDICE

1. ÁMBITO DE APLICACIÓN
2. SUPERFICIE A EXPROPIAR
3. PRESUPUESTO DE EXPROPIACIÓN



1. ÁMBITO DE APLICACIÓN

Para la identificación de las áreas afectadas por las obras y el estudio de las expropiaciones y su coste se realizará, debido al carácter académico de este proyecto, una estimación aproximada a partir del área ocupada por las obras, en vez de la habitual identificación de las parcelas ocupadas total o parcialmente por las obras.

Se fijará un coste por metro cuadrado de expropiación acorde con la tipología del terreno.

No se considerarán los importes debidos a servidumbres de paso ni a ocupaciones temporales.

2. SUPERFICIE A EXPROPIAR

La parcela en la que se ubica el depósito pertenece al propio Gobierno de Kinshasa.

Dicho Gobierno la cede para la ejecución del depósito. Las tuberías a ejecutar discurren también por dicha parcela.

Así pues, las obras proyectadas discurren en su totalidad por viales y terrenos a disposición del Gobierno, quien los cede temporalmente para la ejecución de las obras, por lo que no es necesario realizar gestiones de expropiación.

Previamente al inicio de las obras el Gobierno aportará certificado de disponibilidad de terrenos.

3. PRESUPUESTO DE EXPROPIACIÓN

Debido a la inexistencia de terrenos a expropiar el coste de expropiación es nulo. Por lo tanto:

El presupuesto de expropiación es de **0€ (CERO EUROS)**.



ANEJO N° 6: SERVICIOS AFECTADOS



ANEJO Nº 6: SERVICIOS AFECTADOS

ÍNDICE

1. SERVICIOS AFECTADOS



1. SERVICIOS AFECTADOS

Las obras que conciernen al presente proyecto discurren por terrenos del propio gobierno, tanto las del depósito como las de las conducciones de entrada y salida a este. La conexión con las tuberías la realizará la propia compañía Regideso, no siendo objeto de este proyecto.

Debido al carácter académico del proyecto, no se dispone de cartografía detallada sobre las redes de servicios existentes en la zona por lo que no se puede determinar si va a haber algún servicio afectado a mayores del viario de comunicación.

Por tanto, no se prevé la afección de ningún servicio.